Ferdowsi Civil Engineering, 38, 2, 2025. (1-30)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Seismic Evaluation of Steel Frames with Dual Linked-Column- Frame under Successive Earthquakes*

Research Article

Farzaneh Tafreshi[1], Elham Rajabi[2], and Yaser Golestani[3]

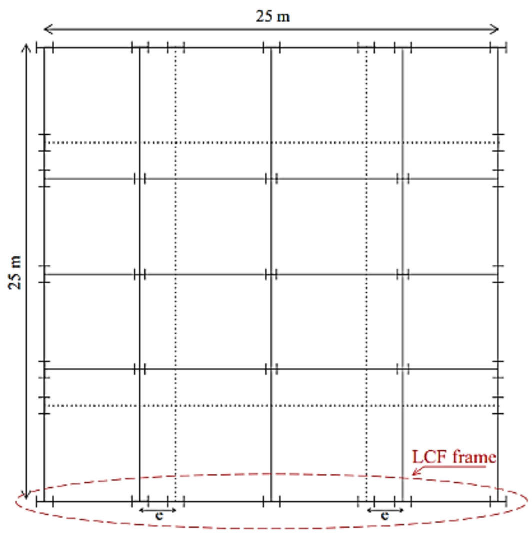
DOI: 10.22067/jfcei.2025.90190.1324

1- Introduction

Earthquakes are known as one of the most significant causes of structural damage. Since Iran is located in the high seismic belt, numerous major faults can lead to current severe earthquakes. In these zones, buildings are often subjected to successive earthquakes and substantial damage. This phenomenon typically occurs in short time intervals. Due to the limited time for repair and restoration, damages will be accumulated and casualties are more severe than single earthquakes. Although the seismic design codes primarily focus on main-shock events for "design earthquake", the performance of structures under successive earthquakes needs more comprehensive examinations. Because the caused damage by consecutive shocks is significantly greater than that caused by single earthquakes. Consequently, considering the effects of this destructive phenomenon in structural design and construction seems necessary. Steel structures are widely used system in the construction industry, and known as the key systems in managing earthquake-induced damage. To mitigate these damages, a novel dual lateral-load-resisting system known as the Linked Column Frame (LCF) has been introduced. This system consists of parallel columns connected by link beams, which play as structural fuses, dissipating the seismic energy absorbed by the structure. The LCF system's simplicity in construction, installation, and replaceable link beams make it economically option among engineering for building projects.

2- Research Methodology

In this study, after a comprehensive review in previous researches and design methods based on force and performance , four structural models consist of 3 and 6-story buildings equipped by dual span of linked column frames with flexural and shear link beams were designed and implemented in the OpenSees software according to Fig. 1. In this regard, fiber elements were used for simulation of the nonlinear behavior, dividing member cross-sections into segments to accurately model material behavior. Mechanical properties of columns were defined using *Steel02* model, while link beams were designed with hysteretic materials to involve both flexural and shear behaviors under cyclic loading. As-recorded ground motions were used for nonlinear dynamic analysis under successive earthquakes because artificial simulations such as "back-to-back" and "random" often have less sufficient accuracy. Effective peak acceleration (EPA) was selected as the most reliable parameter for selection of the ground motions because Peak Ground Acceleration (PGA) is not always a suitable criterion. Sixteen successive earthquake records were selected from the PEER database and used in this study. A 30-second time gap between two shocks in each scenario was assumed based on previous researches.



* Manuscript received October 9, 2024, Revised December 8, 2024, accepted March 3, 2025.

[1] MSc. Student, Qualitative and Quantitative Analysis of Fluids and Environmental Research Group, Department of Civil Engineering, Tafresh University, Tafresh, Iran. **Email**: f.tafreshi1999@gmail.com

[2] Corresponding author. Assistant Professor, Qualitative and Quantitative Analysis of Fluids and Environmental Research Group, Department of Civil Engineering, Tafresh University, Tafresh, Iran. **Email**: rajabi@tafreshu.ac.ir

[3] PhD Student, Department of Civil Engineering, Zanjan University, Zanjan, Iran, **Email**: yaser.golestani02@yahoo.com

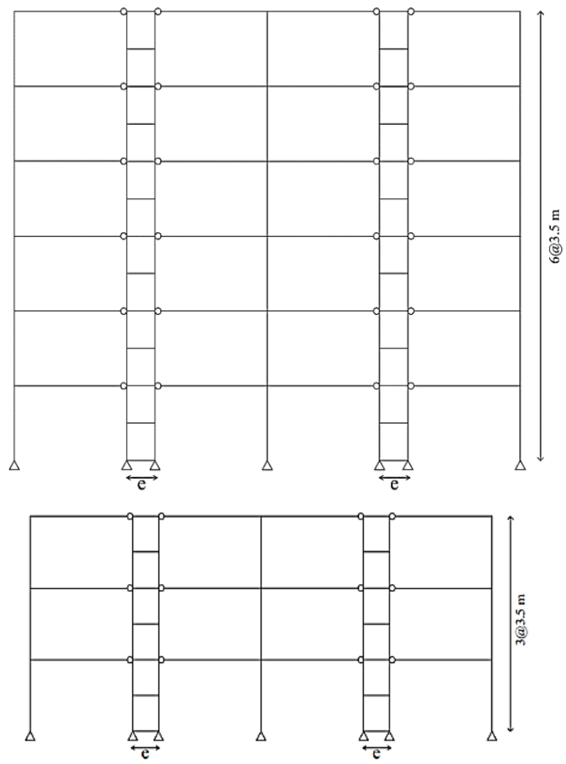


Fig. 1. Plan and schematic view of the studied models

First shocks were scaled according to *Standard 2800* seismic code, while the second shocks were scaled using a new spectrum based on prior studies.

3- Nonlinear Dynamic Analysis

After verification of the studied models in two steps consist of comparison of (1) period and (2) pushover curve in Fig. 2, nonlinear dynamic analysis was performed under single and successive shocks and some parameters including roof and story drifts, base shear, and residual displacements were calculated and compared for single and successive cases. For a more comprehensive assessment, the Park and Ang damage index (1985) was selected as the primary parameter to evaluate seismic damage for seismic scenarios with/without sequence (Fig. 3):

$$DI = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y\,\delta_u}\int dE \quad (1)$$

The results revealed that seismic sequence phenomenon has more destructive effects than single earthquakes, particularly for 3-story LCF frame with flexure link beams (Fig.3), which demonstrated superior performance in energy absorption and damage reduction. Maximum story drifts and damage indices were mostly concentrated in the lower stories and decreased with increasing height. The results also showed that the residual displacement due to seismic sequences in 3-story frames was less than 6-story frames (Fig. 4). Moreover, inter-story drifts caused by successive shocks were up to 3% higher than single earthquakes, especially in the lower stories. Base shear forces increased by up to 26%, indicating the impact of successive earthquakes on lateral loads. Generally, shear link beams have better performance than flexural link beams in structural damage reduction because of more stiffness and higher energy absorption capacity.

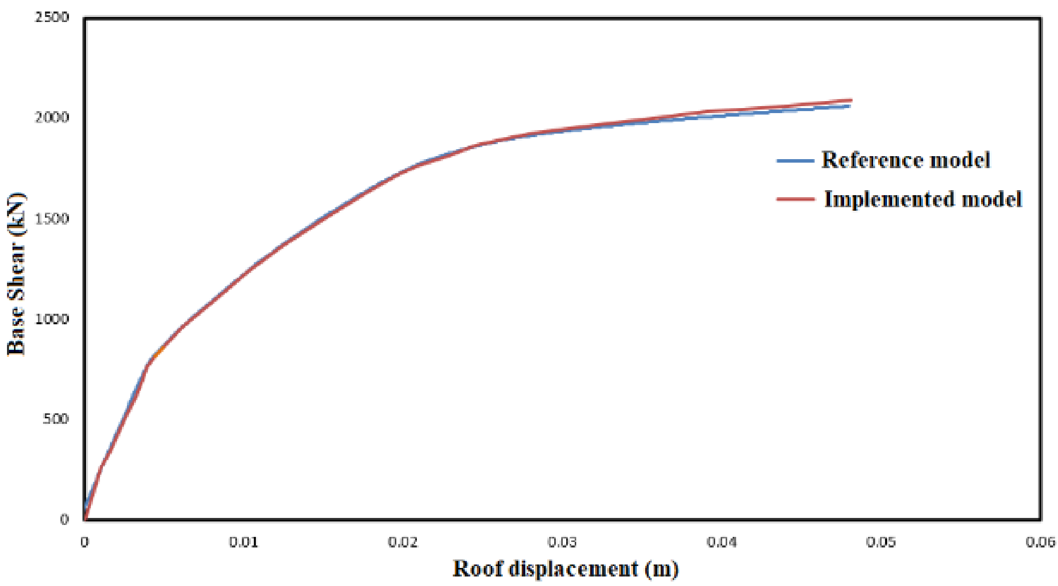


Fig. 2. Push-over curves for reference and implemented model

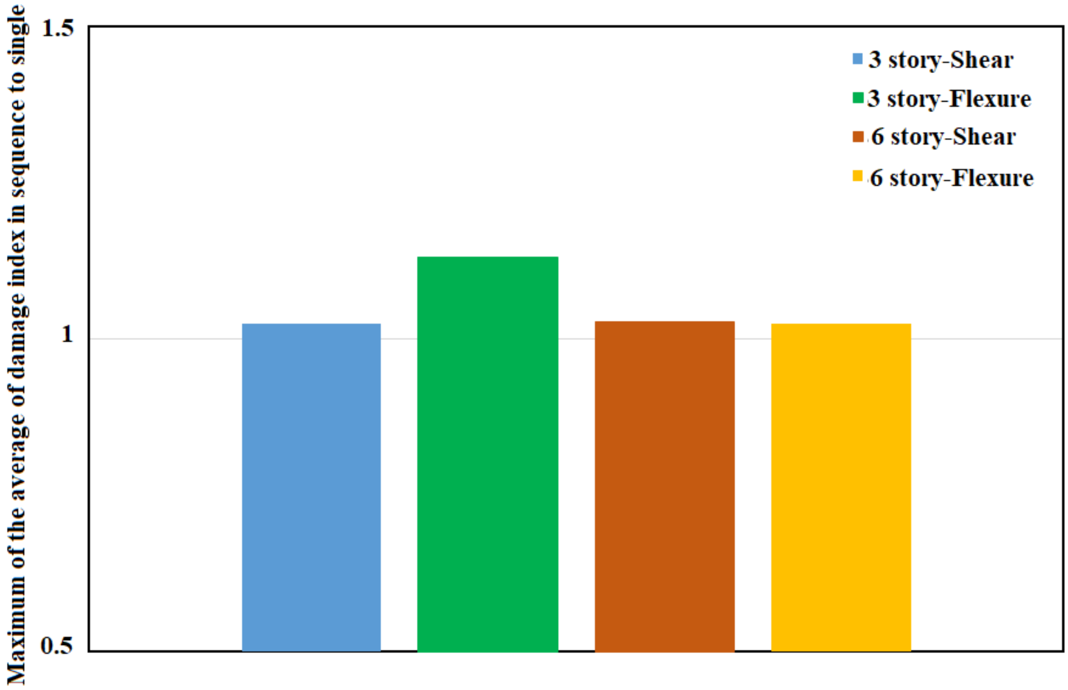


Fig. 3. Maximum of the average of $DI_{Sequence/Single}$

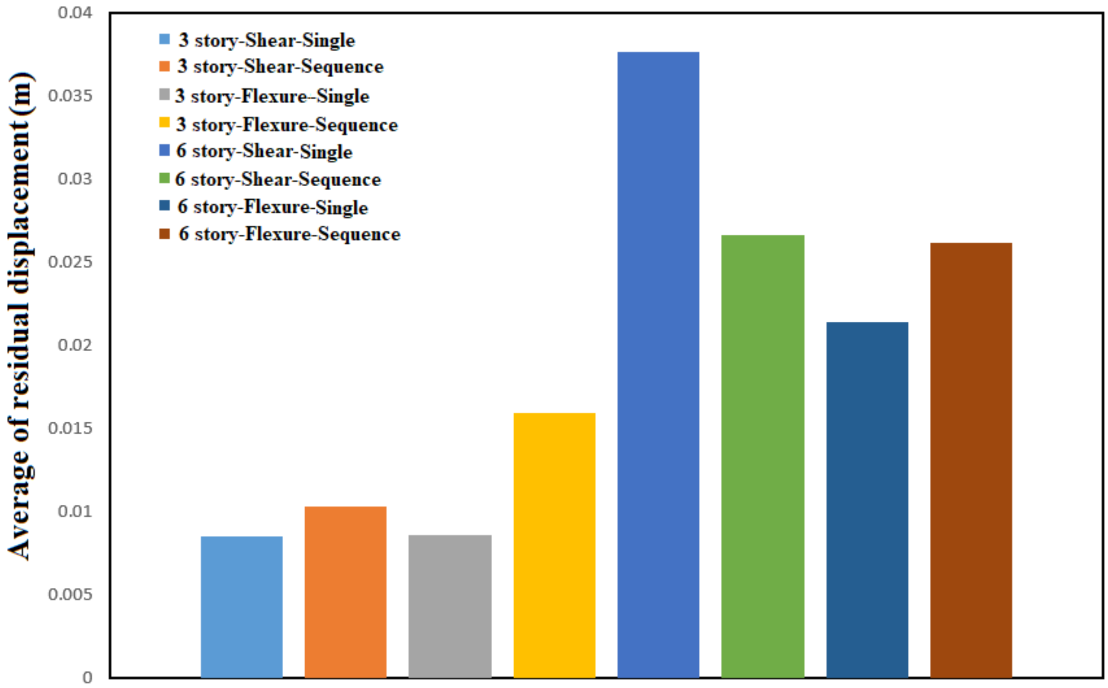


Fig. 4. Average of residual displacement under single and successive shocks

4- Results

The findings of this paper suggest that shear link beams are a more effective choice in severe seismic conditions, such as successive earthquakes. Since the appropriate performance of LCF system in reducing the structural damages caused by successive earthquakes (especially in high-rise buildings), it can be considered as a suitable option for designing structures in seismic active zones. Also, shear link beams have a crucial role in minimizing the structural damage because they efficiently absorb seismic energy and prevent damage from propagating to other parts of the structure. Therefore, considering this system in the design of structures can significantly enhance structural safety and durability. The LCF system not only prevents severe damages from successive

earthquakes but also improves the structure's overall seismic performance, extends its lifespan, and reduces maintenance costs. Moreover, implementing this system in seismic-active zones can prevent the total collapse of structures and provide more safety for occupants during successive earthquakes. Some of the results are summarized as follows:

- Relative floor displacements under successive earthquakes are 2 to 3 percent greater than single case.
- The damage index caused by successive earthquakes for LCF frames with flexural linked beam is about 38% more than LCF models with shear linked beam.
- Generally, consecutive earthquakes have 2 to 38 percent more destructive effects on structures than single earthquakes. Six-story models with flexural performance are more affected by consecutive earthquakes than others.

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن بتن ایران

انجمن مهندسی روسازی ایران

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی حاوی سیستم قاب-ستون-پیوند دوگانه تحت زمین‌لرزه‌های متوالی*

مقاله پژوهشی

فرزانه تفرشی (۱) الهام رجبی(۲*) یاسر گلستانی (۳)

DOI: 10.22067/jfcei.2025.90190.1324

چکیده *زلزله‌های متوالی به دلیل وقوع در فاصله زمانی کوتاه، باعث تجمع آسیب‌های لرزه‌ای در سازه‌ها می‌شوند. اخیرا در راستای مدیریت و کاهش آسیب‌های موجود به سازه، سیستم نوین باربر لرزه‌ای دوگانه سیستم قاب-ستون-پیوند (LCF) معرفی شده‌است. در این مقاله چهار قاب فولادی مجهز به LCF حاوی تیرهای پیوند با رفتار برشی و خمشی طراحی و در نرم‌افزار اپنسیس پیاده‌سازی شده‌است. پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در دو حالت زلزله‌های با و بدون توالی لرزه‌ای، پارامترهایی نظیر جابه‌جایی‌های نسبی طبقات و بام، نیروی برش پایه و شاخص خسارت پارک-انگ استخراج شده‌است. نتایج نشان می‌دهد زلزله‌های متوالی به نسبت منفرد آسیب لرزه‌ای بیشتری به سازه‌ها وارد نموده و قاب‌ها با رفتار برشی تیر پیوند بهترین عملکرد را دارند.*

واژه های کلیدی سیستم قاب-ستون-پیوند دوگانه، پدیده توالی لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی، فیوز سازه‌ای، شاخص خسارت.

Seismic Evaluation of Steel Frames with Dual Linked-Column- Frame under Successive Earthquakes

Farzaneh Tafreshi Elham Rajabi Yaser Golestani[3]

Abstract *Since successive shocks occur with short time interval, damage will accumulate in the structures. Recently, linked column frame system (LCF) as a new dual lateral-resisting system, has been introduced in order to manage and reduce the structural damage. In this paper, 4 steel frames equipped by dual LCF and shear/flexure link beams were designed and implemented in Opensees. After nonlinear static and dynamic analysis for single and consecutive earthquakes, parameters such as displacements of the roof and stories, base shear and Park-Ang damage index were investigated. The results showed that successive earthquakes cause more seismic damage to structures than single ones and the frames with the shear link beams have better performance.*

Key Words Dual Linked-Column-Frame system, Seismic sequence phenomenon, Nonlinear dynamic analysis, Structural fuse, Damage index.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۳/۷/۱۸ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۱۲/۱۳ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه پژوهشی تحلیل کمی و کیفی سیالات و محیط زیست، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران.

(۲)نویسنده مسئول: استادیار، گروه پژوهشی تحلیل کمی و کیفی سیالات و محیط زیست، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران

Email: rajabi@tafreshu.ac.ir

(۳) دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان، ایران

مقدمه

زمین‌لرزه یکی از مخرب‌ترین پدیده‌های طبیعی است که در مناطق دارای گسل‌های بزرگ رخ می‌دهد. این گسل‌ها معمولا با اولین گسیختگی همه تنش‌های موجود را تخلیه نمی‌کنند و در نتیجه لرزه‌های متوالی ایجاد می‌شوند. گسیختگی‌های پی‌درپی در امتداد گسل‌ها باعث وقوع لرزه‌های مختلف می‌شوند که تشخیص آن‌ها به‌عنوان لرزه اصلی و پس‌لرزه گاهی چالش‌برانگیز است [1]. پدیده توالی لرزه‌ای به رخداد زمین‌لرزه‌هایی اطلاق می‌شود که در فاصله زمانی کوتاهی مانند دقایق تا هفته‌ها در یک منطقه مشخص رخ می‌دهند. این زمین‌لرزه‌ها می‌توانند از پیش‌لرزه، زمین‌لرزه اصلی و پس‌لرزه‌ها تشکیل شوند، که زلزله های متوالی پتانسیل تضعیف سازه‌های آسیب‌دیده را دارند و می‌توانند خسارات اقتصادی و تهدیدات جانی را افزایش دهند. همچنین با وجود فرصت محدود بین لرزه‌ها، اقدامات تعمیر یا بازسازی پس از لرزه اصلی معقول نیست و طراحی سازه‌های مهم باید با توجه به زلزله‌های متوالی ایمن‌تر شوند [2]. در آیین‌نامه‌های طراحی ایران، مانند استاندارد ۲۸۰۰، تمرکز بیشتر بر زلزله‌های منفرد بوده و بررسی جامع پدیده توالی لرزه‌ای کمتر مورد توجه قرار گرفته است. این در حالی است که خسارت‌های ناشی از پس‌لرزه‌ها معمولا بیشتر از زلزله‌های منفرد است [3]. در ششم فوریه سال ۲۰۲۳، دو زمین‌لرزه متوالی با بزرگای ۷/۸ و ۷/۶ ریشتر جنوب شرقی ترکیه را لرزاندند که از قوی‌ترین زلزله‌های ۸۰ سال اخیر این کشور بودند. این زلزله‌ها در ۱۱ استان موجب کشته شدن بیش از ۴۱۰۲۰ نفر، آوارگی ۱/۲ میلیون نفر، تخریب ۱۰۵۰۰۰ ساختمان و خسارت مالی حدود ۳۲/۲ میلیارد دلار شدند [4]. در ۲۵ آوریل سال ۲۰۱۵، زلزله‌ای به بزرگای ۷/۸ ریشتر در نپال رخ داد و پس از آن هزاران پس‌لرزه، از جمله بزرگ‌ترین آنها با بزرگای ۷/۳ و ۶/۳، ثبت شد. این حادثه منجر به کشته شدن ۹۰۰۰ نفر، زخمی شدن ۲۳۰۰۰ نفر و ویرانی ۵۰۰۰۰۰ خانه شد [5]. نمونه دیگر مربوط به زلزله بزرگ سرپل ذهاب در استان کرمانشاه ایران است که در ۱۲ نوامبر ۲۰۱۷ با بزرگای ۷,۳ رخ داد و پس از آن دو پس‌لرزه بزرگ با بزرگای ۵/۹ و ۶/۳ ثبت شد. این زمین‌لرزه‌ها باعث مرگ ۴۳۰ نفر و زخمی شدن ۷۴۶۰ نفر شدند [6]. بنابراین به‌دلیل اهمیت پدیده توالی‌لرزه‌ای و اثرات جبران‌ناپذیر آن بر سازه‌ها در زلزله‌های گذشته و عدم توجه به این پدیده در آیین‌نامه‌های زلزله ایران، نیاز به پژوهش‌های بیشتری در این زمینه احساس می‌شود. سازه‌های فولادی از مهم‌ترین سیستم‌های مورد مطالعه در مهندسی زلزله هستند. در سیستم‌های باربر مقاوم لرزه‌ای مانند قاب خمشی و مهاربندی‌شده، اعضای سازه‌ای به بدنه اصلی متصل‌اند و تحمل بارهای جانبی را بر عهده دارند. بازگشت به حالت سرویس‌دهی پس از آسیب، به‌ویژه زمانی که تعداد اعضای آسیب‌دیده زیاد باشد، فرآیندی دشوار و پرهزینه است. به همین دلیل، محققان در چند دهه اخیر سیستم‌هایی را پیشنهاد داده‌اند که تنها یک عضو خاص در هنگام زلزله نیاز به تعمیر دارد و به سرعت می‌توان به حالت سرویس‌دهی بازگشت و سیستم قاب ستون پیوند (Linked-Column-Frame) (LCF) یکی از این راهکارهاست [7]. اخیرا یکی از سیستم‌های نوین، قاب ستون پیوند است که به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی دوگانه معرفی شده‌است. این سیستم شامل دو ستون موازی و تیرهای پیوند قابل تعویض است که به‌عنوان یک فیوزسازه‌ای عمل می‌کنند و انرژی لرزه‌ای را به‌طور غیرکشسان جذب و از انتقال آن به سایر اعضای سازه جلوگیری می‌کنند تا آسیب به سازه کاهش یابد. از طرفی تعویض آسان فیوز سازه‌ای، ساخت و نصب آن را اقتصادی و مقرون‌به‌صرفه می‌کند [8]. ایده ساخت قاب ستون پیوند ابتدا در پژوهشی توسط نادر و همکاران [9] در سال ۲۰۰۰ برای طراحی پل سن‌فرانسیسکو اوکلند مطرح شد. در این تحقیق، از تیرهای پیوند برشی قابل تعویض برای جلوگیری از فروریزش در زلزله‌های شدید استفاده شد. اولین تحقیقات بر روی سیستم قاب ستون پیوند توسط دوسیکا و ایوای [10] در سال ۲۰۰۷ انجام شد. آنها بر روی قاب ستون پیوند فولادی مطالعه کردند تا قابی طراحی کنند که بتواند از فروریزش در زلزله جلوگیری و به سرعت به حالت بهره‌برداری بازگردد.شرایط تکیه‌گاهی ستون‌ها بر ظرفیت و برش پایه تأثیر می‌گذارد. طراحی سیستم باعث می‌شود که ستون‌های متصل به حالت مفصلی و تیر اضافه، از تسلیم شدن ستون‌های دارای بار ثقلی جلوگیری کنند.

همچنین در سال ۲۰۱۰، دوسیکا و لوییس [11] به بررسی استفاده از اتصالات پیچ و مهره در تیر پیوند پرداختند تا خرابی نامطلوب در اتصالات را به حداقل برسانند. یکی از نگرانی‌ها نوع اتصالات است که باید نصب و حذف آن آسان باشد و در

برابر برش و تقاضای خمشی مقاومت کند. ملکوتیان و همکاران [12] از کسانی بودند که با استفاده از روش طراحی مبتنی بر نیرو در سال ۲۰۱۳، سازه های فولادی را تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی قرار دادند و دریافتند که طراحی ستون‌ها بر اساس ظرفیت تیرهای پیوند از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون جلوگیری می‌کند. نتایج نشان می‌دهد که این سیستم توانایی محدود کردن توسعه مفاصل پلاستیک در پیوندها را دارد. پیشنهادات آنها برای پارامترهای طراحی لرزه‌ای شامل ضریب رفتار(R)، ضریب بزرگنمایی(C_d) و ضریب اضافه مقاومت(Ω_0) به ترتیب برابر ۸، ۵/۵ و ۳ می‌باشد [13]. همچنین ملکوتیان و همکاران [14] به بررسی مقادیر برش پایه، بیشینه نیرو هنگام تسلیم و برش الاستیک پرداختند و نشان دادند که نسبت شتاب طیفی میانگین متناظر با زلزله حداکثر برابر با ۱/۵ برابر ضریب رفتار است. شعیبی و همکاران [15]، یک روش طراحی پارامتریک مبتنی بر عملکرد را برای این قاب ارائه دادند. این روش با جدا کردن قاب ستون پیوند به سیستم‌های مجزا، به اندرکنش بین دو قاب و اثرات متقابل آن‌ها پرداخته است. تحلیل‌های غیرخطی قاب ها در سه سطح عملکرد لرزه‌ای قابلیت استفاده بی وقفه، تعمیرپذیری سریع و آستانه فروریزش نشان دادند که تنها تیرهای پیوند تسلیم می‌شوند و سایر اعضای سازه به صورت الاستیک باقی می‌مانند. این رویکرد باعث افزایش کارایی و سرعت همگرایی سازه‌ها می شود.

در مطالعه دیگر از شعیبی و همکاران [16] با روش طراحی مبتنی بر نیرو برای بررسی عملکرد قاب‌های ستون پیوند نشان داد که در زلزله‌های با احتمال ۵۰ درصد فراگذشت در ۵۰ سال، خسارت در قابهای خمشی ناچیز و جابجایی‌ها کمتر از مقدارهدف بوده است. تذرو و همکاران در سال ۲۰۲۱ با استفاده از روش طراحی مبتنی بر جابه‌جایی مستقیم شده (DDBD) به ارزیابی رفتاری قاب ستون پیوند پرداخته اند. که در این مطالعه،سازه ها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان دادند که رانش توسعه‌یافته در طبقات کمتر از مقدار طراحی شده است، که موفقیت این روش را تأیید می‌کند. این پژوهش نیز نشان داد که هیچ تسلیمی در تیرهای خمشی رخ نداده و ضریب استحکام تیرپیوندها بیش از ۱/۲۵ می باشد [17,18].

محب‌خواه و تذرو در سال ۲۰۲۱ به بررسی پارامتر میرایی ویسکوز معادل (EVD) در روش طراحی عملکردی تغییرمکان مستقیم برای سازه‌های قاب ستون‌پیوند پرداختند. آن‌ها با کمک تحلیل غیرخطی دینامیکی و بررسی پاسخ حلقه‌های هیسترتیک نشان دادند که میرایی ویسکوز به طول تیرهای پیوند و سطوح شکل‌پذیری وابسته است و با افزایش طول نسبی پیوندها، مقدار آن کاهش می‌یابد [19]. قلهکی و همکاران [20] قاب‌های ستون‌پیوند را تحت زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک و دور بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که بیشینه تغییرمکان در نیمه بالایی قاب‌ها و با افزایش تعداد طبقات افزایش پیدا می‌کند و جابه‌جایی نسبی میان طبقاتی در زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک کمتر از مقادیر روش‌های پیشنهادی ملکوتیان و شعیبی است و طراحی این قاب‌ها مانع تشکیل طبقات نرم می‌شود. گلستانی و همکاران [21] به ارزیابی ضریب اصلاح پاسخ سازه‌های فلزی ستون‌پیوندشده تحت زلزله‌های حوزه دورپرداخته و نتایج نشان داد که میانگین ضریب رفتار با افزایش طول تیرهای پیوند کاهش می‌یابد و ضریب اصلاح پاسخ پیشنهادی برای این سیستم بین ۴ تا ۶/۵ است. همچنین جابه‌جایی بین طبقاتی برابر با ۲ تا ۲/۵ درصد برآورد شده است. در پژوهش دیگر توسط رجبی و گلستانی [22] قاب‌های ستون پیوند تحت زمین‌لرزه‌های متوالی بررسی شده و با استفاده از هوش مصنوعی، ضریب رفتار محاسبه گردیده و با توجه به نتایج، توالی لرزه‌ای موجب کاهش ۲۶ درصدی این ضریب نسبت به حالت منفرد می‌شود و ضریب رفتار با افزایش طول تیرهای پیوند برشی و خمشی کاهش می‌یابد. همچنین، تیرهای پیوند کوتاه‌تر در حالت برشی عملکرد بهتری دارند و پیشنهاد می‌شود که مقدار ضریب رفتار بیشتر از ۶ در نظر گرفته نشود. معروفی و همکاران [23] عملکرد لرزه‌ای قاب‌های ستون‌پیوند با آرایش دوتایی تحت شرایط تکیه‌گاهی و حرکات رفت و برگشتی بررسی کرده‌اند. نتایج نمایانگر آن است که خسارت احتمالی در سیستم قاب ستون پیوند ۵۵ درصد کمتر از سیستم قاب خمشی است. جابری [24] روشی جدید برای طراحی لرزه‌ای قاب ستون پیوند بر پایه فروپاشی سازه ارائه کرده که با تحلیل دینامیکی غیرخطی تا لحظه ریزش، رفتار پلاستیکی را دقیقا

مدل‌سازی می‌کند. این رویکرد پیچیدگی‌های تحلیل‌های لرزه‌ای را کاهش داده و امکان ارزیابی شتاب طیفی و زمان حرکت زمین را به طور جامع فراهم می‌کند. همچنین، این روش شبیه‌سازی‌های پیشرفته‌ای مانند تحلیل IDA ممکن می‌سازد و بهبودهای قابل توجهی در عملکرد لرزه‌ای سازه به همراه دارد. لی و همکاران [25] برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم LCF و بهینه‌سازی مفاصل پلاستیکی از یک پایه ستون در قاب فولادی مهاربندی‌شده متصل به فنر استفاده کرده‌اند. با تحلیل عددی و استفاده از اصل کار مجازی، عملکرد پسماند سیستم، تغییرشکل‌های برشی تیرهای پیوند و جانبی قاب بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که آزادسازی مهار عمودی ستون‌ها باعث بهبود ظرفیت اتلاف انرژی و ایجاد رفتار غیرارتجاعی در تیرهای پیوند می‌شود. استفاده از فنرها در پای ستون موجب بهبود عملکرد چرخه‌ای سیستم قاب ستون پیوند شده است. از دیگر مطالعات در سال ۲۰۲۳، مونتیوری و همکاران [26] به تحلیل رفتار لرزه‌ای قاب‌های ستون پیوند بر اساس تئوری کنترل مکانیزم پلاستیکی (TPMC) پرداخته‌اند. در این روش، سازه‌ها طوری مدل‌سازی می‌شوند که مفاصل پلاستیکی در مکان‌های مشخص و بهینه توزیع شوند تا در نهایت حداکثر انرژی لرزه‌ای جذب و به اتلاف انرژی منجر شود. این فرآیند کمک می‌کند تا سازه‌ها به‌طور مؤثری در برابر زلزله مقاومت کنند و آسیب کمتری به اعضای غیرپلاستیک وارد شود. نتایج نشان داد که تیرهای پیوند کوتاه عملکرد بهتری دارند. همچنین، تحلیل بار افزون کارآیی TPMC را در توزیع مفصل پلاستیکی و هماهنگی با منحنی تعادل مکانیزم به طور مؤثری بهبود می‌دهد. تحقیقات انجام‌شده در زمینه سیستم‌های قاب ستون‌پیوند به وضوح اهمیت و ضرورت این موضوع را برای ادامه پژوهش‌ها نمایان می‌کند. این سیستم‌ها به دلیل قابلیت‌های منحصر به فرد در بهبود عملکرد لرزه‌ای و کاهش خسارات ناشی از زلزله، در کانون توجه محققین می‌باشد. چرا که با بررسی تأثیرات مختلف بر روی این سیستم‌ها، می‌توان به نتایج ارزشمندی دست یافت که نشان‌دهنده کارایی بالای آنها در مقایسه با سیستم‌های قبلی است. اهمیت این موضوع زمانی دو چندان می‌شود که سازه‌ها در معرض زلزله‌های متوالی قرار بگیرند. زیرا علیرغم پتانسیل بالای خسارت‌زایی لرزه‌های متوالی، هنوز زلزله طراحی به صورت منفرد در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای پیشنهاد می‌گردد. در این راستا چهار قاب فولادی مجهز به LCF حاوی تیرهای پیوند با رفتار برشی و خمشی طراحی و در نرم‌افزار اپنسیس پیاده‌سازی شده‌است. پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در دو حالت زلزله‌های با و بدون توالی لرزه‌ای، پارامترهایی نظیر جابه‌جایی‌های نسبی طبقات و بام، نیروی برش پایه و شاخص خسارت پارک-انگ استخراج شده‌است.

روش تحقیق

مدل‌های مورد مطالعه

در این مطالعه، ۴ قاب فولادی مجهز به سیستم قاب-ستون-پیوند با آرایش دودهانه برای کاربری مسکونی با تعداد طبقات ۳ و ۶ که نشان‌دهنده سازه‌هایی با ارتفاع کوتاه، متوسط هستند، در پلان ۲۵ در ۲۵ متر با طول دهانه تیر پیوند ۲ متر و ارتفاع طبقات ۳/۵ متر در شهر تهران با شدت لرزه‌خیزی بسیار زیاد و خاک نوع ۲ در نرم‌افزار ایتبس برای دو رفتار عملکرد برشی و خمشی تیر پیوند به روش تحلیل استاتیکی معادل طراحی شده‌اند. شکل (۱) پلان و نمای قاب‌های مورد مطالعه را برای هر سازه نمایش می‌دهد. مصالح مورد استفاده در این سازه‌ها طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان از نوع فولاد A992 می‌باشد. تنش تسلیم فولاد، تنش کشش نهایی و مدول الاستیسیته به ترتیب برابر با ۳۵۱۸/۰۲، ۴۵۸۸/۷۲ و $2/07 \times 10^6$ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع و ضریب پواسون برابر با ۰/۳ در نظر گرفته شده است. همانطور که در شکل (۱) مشخص است، دو دهانه تیر پیوند که شامل ستون و تیرهای پیوند طبقه و میان طبقه است، با اتصال مفصلی به قاب خمشی متصل هستند و همچنین اتصال ستون با پی به صورت مفصل تعریف شده است. در اتصالات تیرهای پیوند با ستون‌های متصل به خود و قاب خمشی اتصال گیردار تعیین شده است. اصول و ضوابطی که برای تیرهای پیوند در این نوع سازه استفاده شده‌است، همانند تیرهای پیوند در قاب مهاربند واگرا (EBF)، می‌باشد و طبق بند ۱۰-۳-۴-۳-۴ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۴۰۱ تحلیل و طراحی شده‌اند. در حالت کلی تیرهای پیوند دارای سه حالت عملکردی برشی، خمشی و ترکیبی از برش و خمش می‌باشند. در این مطالعه، برای کلیه سازه‌های

مورد بررسی، یک بار سازه با تیر پیوند برشی و بار دیگر با تیر پیوند خمشی در نظر گرفته شده است. ضوابط تیر پیوند بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به شرح روابط (۱) تا (۳) می‌باشد:

چنانچه عملکرد برشی باشد:

$$e \leq 1.6\frac{Mp}{Vp} \quad (۱)$$

چنانچه عملکرد خمشی باشد:

$$e \geq 2.6\frac{Mp}{Vp} \quad (۲)$$

چنانچه ترکیبی از هر دو عملکرد باشد:

$$1.6\frac{Mp}{Vp} < e < 2.6\frac{Mp}{Vp} \quad (۳)$$

در روابط فوق، e: طول تیر پیوند، M_p: لنگر پلاستیک مقطع، V_p: برش پلاستیک مقطع می‌باشند که از روابط (۴) و (۵) بدست می‌آیند:

$$Mp = Zp \times Fy \quad (۴)$$

$$Vp = 0.6 \times Fy(d - 2tf)tw \quad (۵)$$

Zp: اساس مقطع پلاستیک است که طبق رابطه (۶) محاسبه می‌شود:

$$Zp = b \times tf(d - tf) + 0.25 \times tw(d - 2tf)^2 \quad (۶)$$

با توجه به مشخصات مقاطع فولادی تیرپیوند، مقدار پارامترهای d، t_w، b، t_f و F_y به ترتیب نمایانگر عمق تیر، ضخامت جان، طول بال، ضخامت بال و تنش تسلیم مقطع می‌باشند. طبق مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸، بار مرده طبقات و بام به ترتیب برابر با ۶۰۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشند. لازم به ذکر است که بار دیوارهای داخلی طبق ضوابط جدید به بار مرده طبقات اضافه شده‌اند. بار زنده طبقات، بام و بار برف به ترتیب برابر۲۰۰، ۱۵۰و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده‌اند. همچنین بار دیوارهای پیرامونی ۵۹۰کیلوگرم بر متر می‌باشند. در جداول (۱) و (۲) به ترتیب مقاطع مربوط به سازه ۳ و ۶ طبقه حاوی تیرهای پیوند با عملکرد برشی و خمشی نمایش داده شده‌است. مقاطع مورد استفاده از نوع بال پهن هستند و همچنین برای تیرهای پیوند از مقاطع ساخته‌شده از تیرورق استفاده شده‌است و اعداد نشان داده‌شده در جدول بر حسب سانتی‌متر می‌باشند. از جمله کنترل‌های مورد نیاز پس از تحلیل قاب‌ها، کنترل میزان تغییرمکان جابه‌جایی نسبی طبقات است که طبق بند (۵-۳) استاندارد۲۸۰۰ مطابق با روابط (۷) و (۸) برای دو حالت قاب با تعداد طبقات کمتر و بیشتر از ۵ طبقه صورت گرفته است. مقدار ضریب بزرگنمایی (C_d) در این قاب‌ها برابر ۵/۵ می باشد.

برای قاب‌های ۳ طبقه:

$$Drift \leq \frac{0.025}{Cd} = \frac{0.025}{5.5} \quad (۷)$$

برای قاب‌های ۶ طبقه

$$Drift \leq \frac{0.020}{Cd} = \frac{0.020}{5.5} \quad (۸)$$

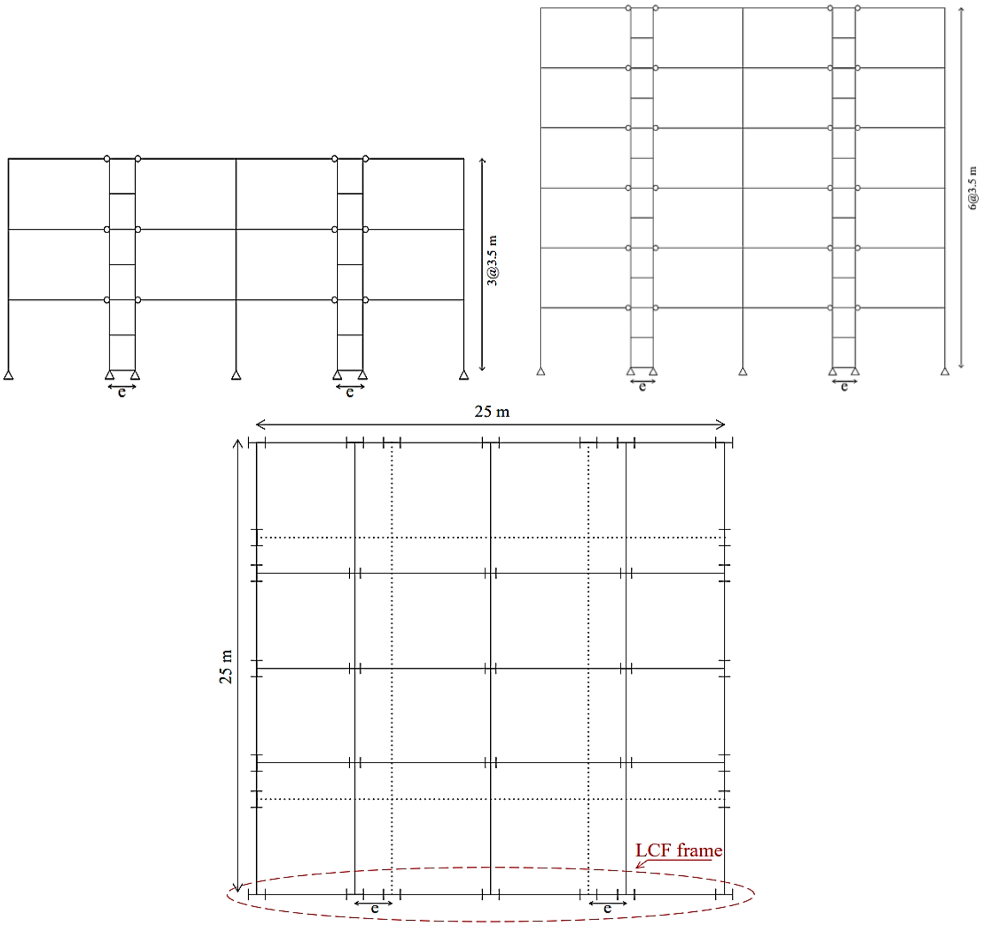
تغییرمکان جابه‌جایی نسبی (Drift) بدست آمده در هر طبقه، کمتر از مقادیر تعیین شده می‌باشد.

در شکل(۲) تصویری از قاب ۳ طبقه حاوی تیر پیوند برشی در حالت کنترل تنش به همراه نسبت مقاومت حاصله از طراحی در محیط نرم افزار ایتبس نشان داده شده‌است.

نحوه مدل‌سازی و اعتبارسنجی

قاب ها پس از طراحی اولیه و کنترل های موردنیز، در نرم‌افزار اپنسیس پیاده‌سازی شده‌اند. نرم‌افزار اپنسیس، یک شبیه‌ساز رایانه‌ای قدرتمند در مهندسی زلزله است که از روش المان محدود و تحلیل‌های پیچیده غیرخطی بهره می‌برد. این نرم‌افزار که رایگان و متن‌باز است، امکان مدل‌سازی دقیق سازه‌ها و تحلیل رفتار لرزه‌ای آنها را فراهم می‌کند. روش مورد استفاده برای مدل‌سازی غیرخطی قاب‌ها در این مطالعه، روش پلاستیسیته گسترده (فایبر) می باشد. مزیت استفاده از این روش تشکیل خودکار مفاصل پلاستیک و اندرکنش بین نیرو و لنگر در قاب‌ها است. این روش به دلیل در نظر گرفتن نیروهای محوری، خمشی، برشی و علاوه بر آن کنترل پاسخ رفتار غیرخطی، برای نمایش بهتر ویژگی‌های رفتار چرخه‌ای تیرهای پیوند قابل قبول می‌باشد. در این راستا، برای مدلسازی تیرهای پیوند، از مصالح هیسترتیک که طبق شکل (۳) از مصالح تک محوره موجود در اپنسیس که قابلیت نمایش رفتارچرخه‌ای پیوندها را به خوبی دارد با توجه به نتایج پژوهش گلستانی و همکاران [21] به روش پلاستیسیته گسترده استفاده شده‌است. با توجه به شکل (۴) تیرهای پیوند برشی بر اساس داده‌های نمونه S_2 از مطالعه دوسیکا و لوییس [11] با مقادیر زوال و بیشینه مقدار کرنش برشی برای تیر پیوند برشی ۰/۱ رادیان کالیبره

شده‌اند. فولاد مورد استفاده درکالیبراسیون و محاسبه مقدار نیرو-تغییرمکان موردنظر از نوع A992 می‌باشد. همچنین، مطابق شکل (۵) تیرهای پیوند خمشی با نمونه LB از همان مطالعه با استفاده از مصالح خستگی و با بهره‌گیری از مقاطع فایبر در اپنسیس شبیه‌سازی شده‌اند و رفتار غیرخطی آنها به‌دقت بررسی شده‌است [21].



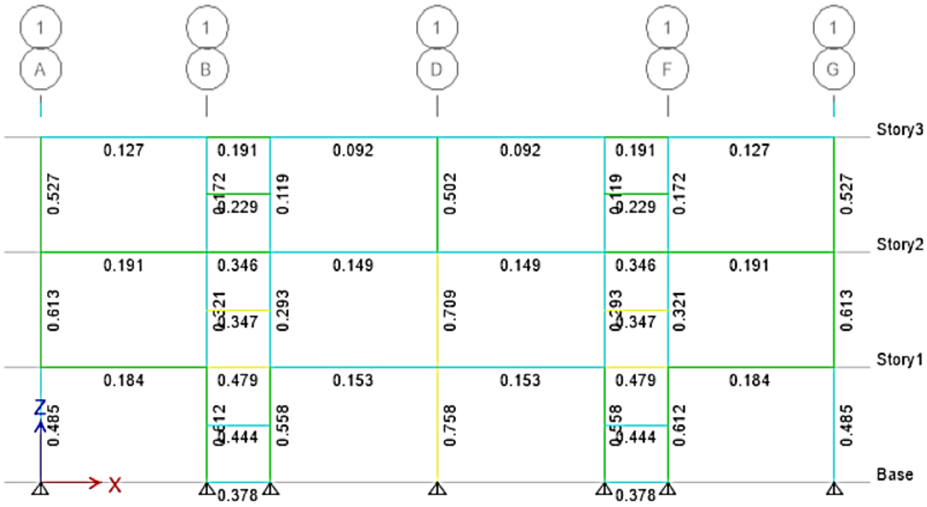
شکل ۱ پلان و نمای قاب‌های مورد مطالعه

جدول ۱ مقاطع سازه ۳ و ۶ طبقه قاب ستون پیوند برشی

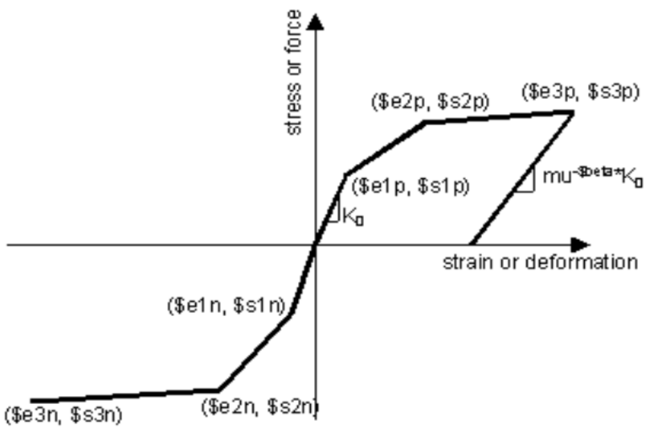
نام سازه	طبقه	سیستم قاب ستون پیوند			سیستم قاب خمشی		
		ستون	تیرپیوند	تیرپیوند میانی	تیر	ستون محیطی	ستون داخلی
۳ طبقه	۱	W14×109	I30×1-27.5×2	I30×1-27.5×2	W12×72	W14×43	W14×53
	۲	W14×109	I30×1-27.5×2	I30×1-27.5×2	W12×72	W14×43	W14×38
	۳	W14×109	I30×1-27.5×2	I30×1-27.5×2	W12×72	W14×43	W14×38
۶ طبقه	۱	W14×342	I44×1-28×2	I44×1-28×2	W12×120	W14×74	W14×82
	۲	W14×342	I44×1-28×2	I44×1-28×2	W12×120	W14×74	W14×82
	۳	W14×283	I38×1-27.5×2	I38×1-27.5×2	W12×120	W14×74	W14×82
	۴	W14×283	I35×1-28×2	I35×1-28×2	W12×106	W14×74	W14×82
	۵	W14×283	I32×1-27×2	I32×1-27×2	W12×106	W14×74	W14×82
	۶	W14×132	I32×1-27×2	I32×1-27×2	W12×106	W14×74	W14×82

جدول ۲ مقاطع سازه ۳ و ۶ طبقه قاب ستون پیوند خمشی

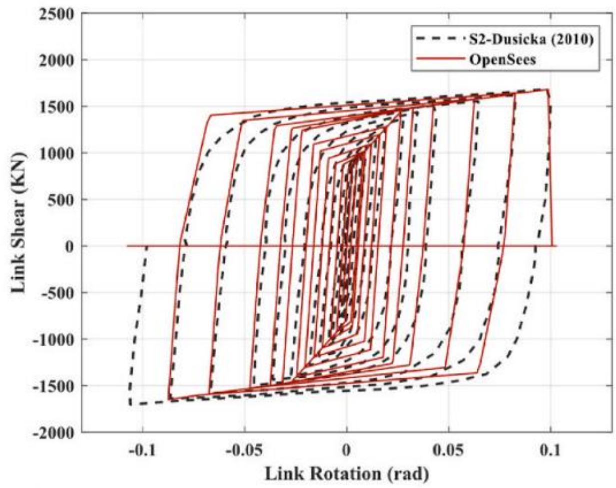
نام سازه	طبقه	سیستم قاب ستون پیوند			سیستم قاب خمشی		
		ستون	تیرپیوند	تیرپیوند میانی	تیر	ستون محیطی	ستون داخلی
۳ طبقه	۱	W14×109	I35×1.5-20×2	I35×1.5-20×2	W12×53	W14×38	W14×43
	۲	W14×109	I35×1.5-20×2	I35×1.5-20×2	W12×53	W14×34	W14×38
	۳	W14×109	I35×1.5-20×2	I35×1.5-20×2	W12×53	W14×34	W14×38
۶ طبقه	۱	W14×342	I46×2-17.5×2	I46×2-17.5×2	W12×96	W14×61	W14×61
	۲	W14×311	I46×2-17.5×2	I46×2-17.5×2	W12×96	W14×61	W14×61
	۳	W14×233	I40×1.2-20×2	I40×1.2-20×2	W12×96	W14×61	W14×61
	۴	W14×233	I40×1.2-20×2	I40×1.2-20×2	W12×87	W14×61	W14×53
	۵	W14×132	I35×1.5-20×2	I35×1.5-20×2	W12×87	W14×61	W14×53
	۶	W14×132	I35×1.5-20×2	I35×1.5-20×2	W12×87	W14×61	W14×53



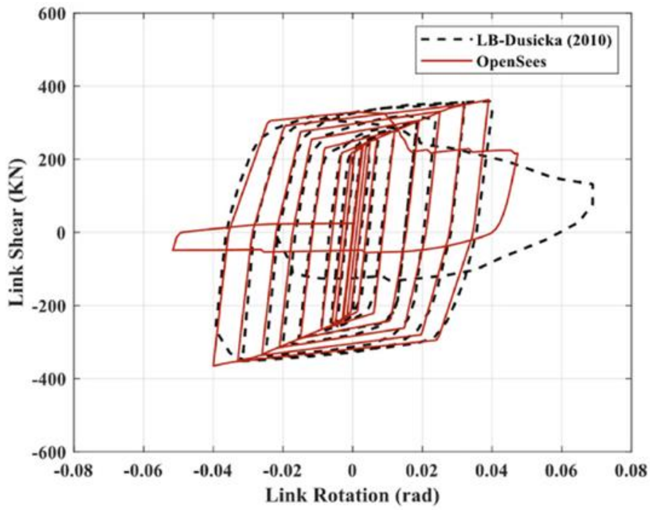
شکل ۲ نمای قاب ۳ طبقه برشی به همراه مقاومت حاصل از طراحی در محیط ایتبس



شکل ۳ رفتار مصالح هیسترتیک در نرم افزار اپنسیس



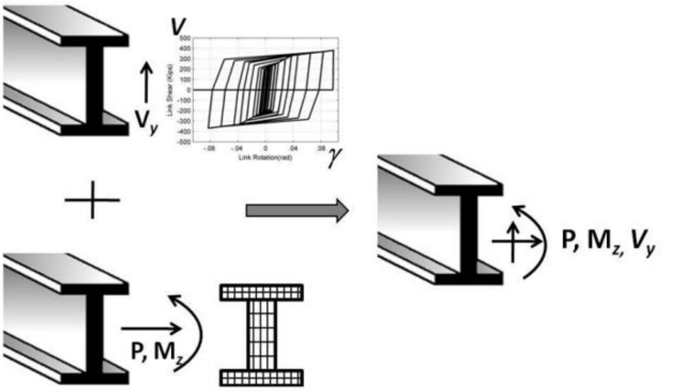
شکل ۴ نتایج عددی و آزمایشگاهی تیرپیوندبرشی کالیبره‌شده با مقاله دوسیکا و لوییس [11] توسط گلستانی و همکاران [21]



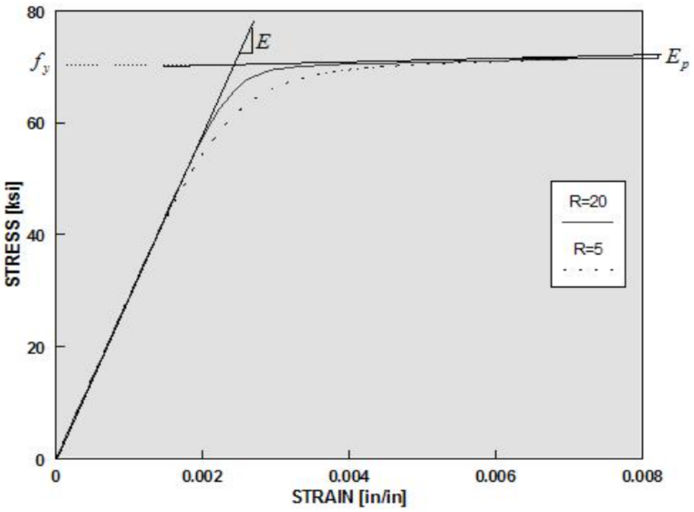
شکل ۵ نتایج عددی و آزمایشگاهی تیرپیوندخمشی کالیبره‌شده با مقاله دوسیکا و لوییس [11] توسط گلستانی و همکاران [21]

در شکل (۶)، مدل‌سازی تیر پیوند به روش فایبر نشان داده شده است. به منظور مدل‌سازی تیرهای خمشی و ستون‌ها، از المان تیر-ستون غیرخطی با مقاطع فایبر استفاده شده که توانایی مدل‌سازی رفتار غیرخطی تمامی نقاط اعضا را فراهم می‌کند. برای تعریف مصالح ستون‌ها از دستور Steel02 موجود درکتابخانه اپنسیس، مطابق با شکل (۷) استفاده شده‌است. طبق داده‌های موردنیاز در تعریف مصالح مقدار تنش تسلیم برابر با ۳۴۵ مگاپاسکال و مدول یانگ برابر با ۱۹۹۹۴۷/۹۸ مگاپاسکال بوده‌است. نسبت سخت‌شوندگی‌کرنشی برابر با ۰/۰۲ و مقادیر R0 ،R1 و R2 که پارامترهایی برای تبدیل ازحالت الاستیک به پلاستیک هستند، به ترتیب برابر با ۲۰، ۰/۹۲۵ و ۰/۱۵ فرض شده‌اند. از آنجایی که ستون‌ها باید در حالت خطی باقی بمانند، مقدار زوالی نخواهند داشت. یکی از مسائل بسیارمهم که باید در مدل‌سازی تیرهای خمشی برخلاف قاب ستون پیوند در نظر گرفته‌شود، جزئیات اتصالات خمشی مربوط به آن می‌باشد. با توجه به این که در این مطالعه از قاب‌های خمشی با شکل پذیری متوسط استفاده شده، دو نوع اتصال برای آن بررسی شده است. یکی از آن اتصال فلنجی با چهار پیچ بدون وجود ورق لچکی (BUEEP) و دیگری اتصال جوشی تقویت نشده به صورت مستقیم (WUFW) می‌باشد. شبیه‌سازی این اتصالات با کمک مقطع فایبر به صورت اتصال تیر به ستون بوده است. داده‌های موردنظر از نتایج مقاله گلستانی و همکاران [21] که مصالح تیرهای خمشی را مطابق با شکل (۸) با مدل اتصال چهارپیچی با ورق با مطالعه سامنر و مرای [27] کالیبره کردند،

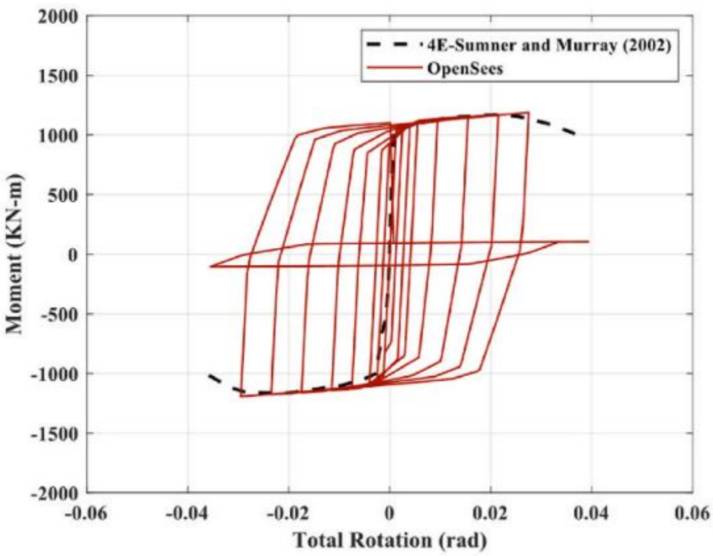
استفاده شده‌است. در این مطالعه، دو نوع اتصال برای قاب ستون پیوند طراحی شده است: (۱) اتصال صلب در ناحیه تقاطع تیرهای پیوند و تیرهای خمشی به ستون‌های محیطی و (۲) اتصال مفصلی برای تیرهای خمشی متصل به ستون‌های LC. علت استفاده از اتصالات مفصلی، جلوگیری از ورود زودهنگام تیرها به مرحله غیرارتجاعی است تا از افزایش جابه‌جایی ناشی از تغییرشکل‌های زودرس جلوگیری شود. بنابراین، یک سر اتصال باید گیردار و دیگری مفصلی باشد. برای مدل‌سازی اتصالات مفصلی در نرم‌افزار اپنسیس، از مصالح هیسترتیک به‌صورت المان طول صفر مطابق با شکل (۹) استفاده شده است. سختی و مقاومت حالت‌های انتقالی المان‌ها کنترل شده و برای حالت چرخشی از داده‌های مقاله گلستانی و همکاران [21] بهره‌برداری شده‌است. مقادیر این مصالح بر اساس آزمایشات تجربی مربوط به اتصالات مفصلی که در سال ۲۰۰۴ توسط لیو و آستانه بررسی شده‌اند [28]، مطابق شکل (۱۰) کالیبره شده‌اند. مدل‌سازی ستون P_Δ نیز مطابق شکل (۱۱) برای سازه‌ها در نظرگرفته شده‌است. هدف لحاظ کردن اثر بارهای ثقلی بر سازه است، زیرا این بارها تأثیر قابل توجهی بر جابه‌جایی سازه دارند. ستون‌ها باید به‌صورت اتصال مفصلی تعریف شوند و برای تیرها از المان خرپا و برای ستون‌ها از المان تیرستون خطی استفاده شده‌است. اتصالات به پی نیز به‌صورت مفصلی طراحی شده‌اند تا بر بار جانبی تأثیری نداشته باشند و مقاومت و سختی بالایی داشته باشند.



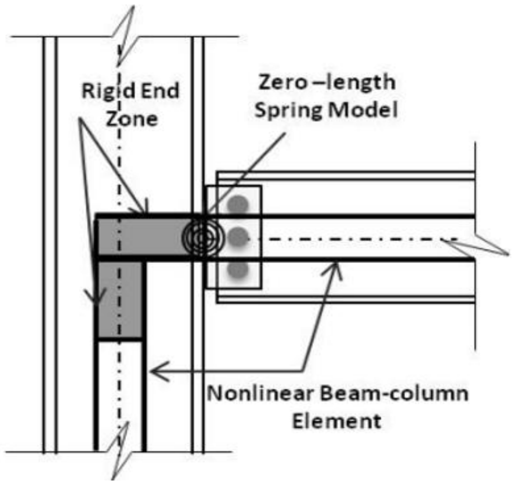
شکل ۶ روش فایبر مورداستفاده برای مدل‌سازی تیرهای پیوند [12]



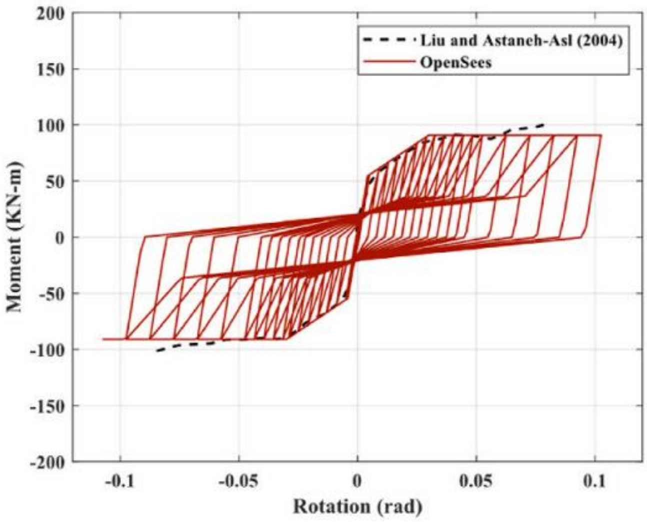
شکل ۷ نوع رفتار مصالح Steel02 در اپنسیس برای مدل‌سازی ستون‌ها



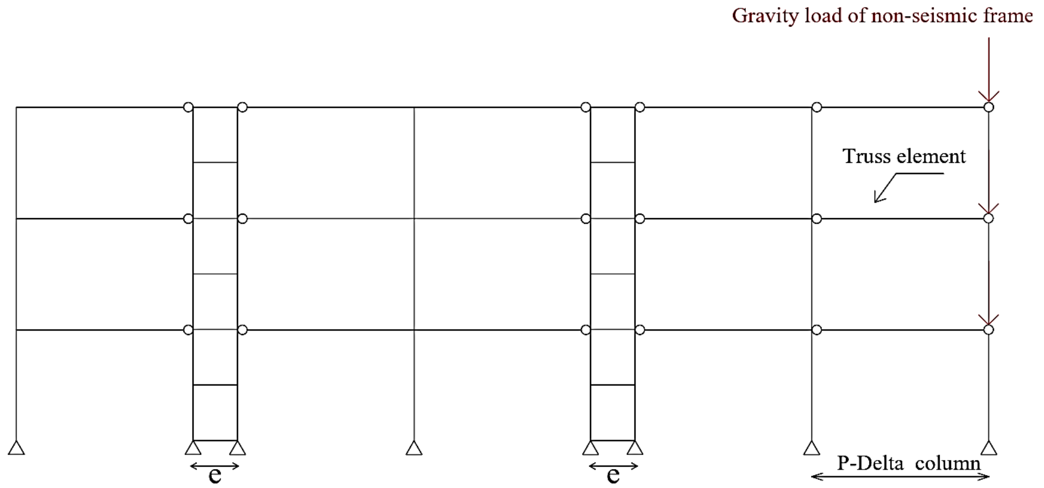
شکل ۸ نمودار کالیبراسیون تیرها ومقایسه آن با داده تجربی توسط گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [21]



شکل ۹ نمایی از مدل‌سازی اتصال مفصلی تیرهای خمشی با ستون LC در اپنسیس ملکوتیان در سال ۲۰۱۶ [14]



شکل ۱۰ مقایسه بین نمودار کالیبره‌شده برای اتصال مفصلی با نمونه 2A توسط گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [21]

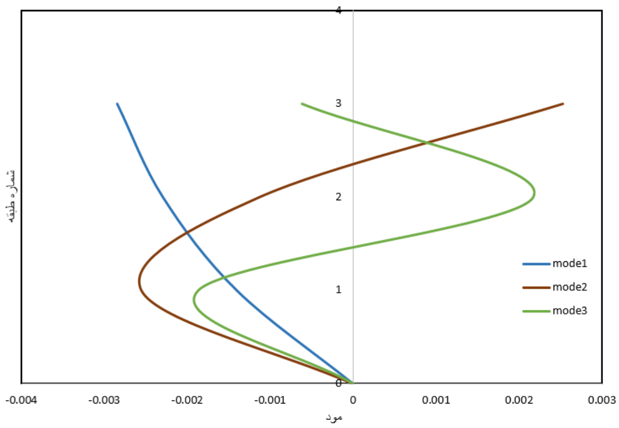


شکل ۱۱ جزئیات قاب ستون‌پیوند به همراه ستون P-Δ

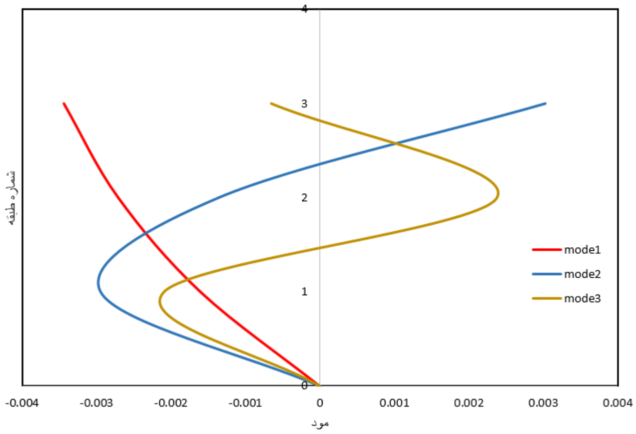
از طرفی، تحلیل مودال (Modal Analysis) یکی از روش‌های رایج در مهندسی سازه و دینامیک است که برای بررسی و تحلیل رفتار دینامیکی سازه‌ها در مواجهه با ارتعاشات استفاده می‌شود. نتایج حاصل شده از این تحلیل، برای هر ۴ قاب ستون پیوند به صورت مجزا در قالب ۳ شکل مودی (Mode Shapes) در شکل (۱۲) نمایش داده و در جدول (۳)، فرکانس های طبیعی حاصل از ارتعاش سازه هر قاب ارائه شده است. لازم به ذکر است که مدل‌سازی قاب‌های ستون پیوند با استفاده از نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی مقاله گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [21] اعتبارسنجی شده‌است. بدین جهت برای مدل‌سازی طبق مقاله مرجع برای اعضا سازه از مصالح A992 استفاده و مقدار مدول الاستیسیته و تنش تسلیم نیز به ترتیب برابر با ۱۹۹۹۴۷/۹۸ و ۳۴۵ مگاپاسکال درنظر گرفته شده‌است. قاب انتخابی، یک سازه ۳ طبقه به ابعاد ۲۰ در ۲۰ متر و با طول دهانه ۱,۲۵ متر تیرپیوند است که نمای آن در شکل (۱۳) نشان داده شده است. جزئیات مقاطع اعضا در جدول (۴) ارائه شده و مقدار زمان تناوب مدل موردمطالعه و مدل مرجع به ترتیب برابر با ۰/۶۶۸ و ۰/۶۳۷ ثانیه با میزان اختلاف کمتر از ۵ درصد قابل قبول واقع شده است. همچنین، نمودار بارافزون مدل مرجع با مدل قاب مورد مطالعه در شکل (۱۴) مقایسه شده که نشان از انطباق قابل قبول دارد.

سناریوهای حاوی توالی لرزه‌ای

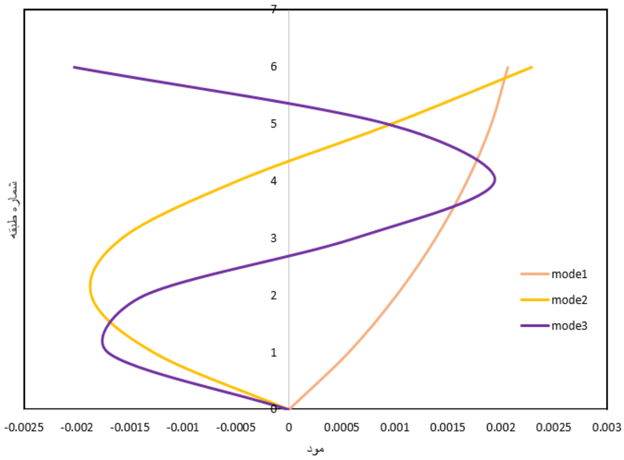
شتابنگاشت‌های مورد استفاده در این مطالعه به‌طور واقعی و در گذشته ثبت شده‌اند. زیرا شبیه‌سازی‌های مصنوعی برای زمین‌لرزه‌های متوالی دقت کافی نداشته و نتایج غیرواقع‌گرایانه‌ای تولید می‌کنند. در سال ۲۰۰۵، قدرتی امیری و منوچهری دانا [29] به بررسی پارامترهای لرزه‌ای مرتبط با انتخاب زمین‌لرزه‌ها پرداختند و دریافتند که پارامترهای PGV و EPAبه عنوان بهترین گزینه‌ها شناخته می‌شوند. به دلیل پیچیدگی‌های محاسباتی مرتبط با پارامترPGV از آنجایی که ازجنس سرعت است، پارامتر EPA به عنوان بیشینه شتاب موثر بهترین گزینه برای ارزیابی شتابنگاشت‌ها انتخاب شده‌است. برعکس تصور برخی از مهندسان پارامتری مانند PGA (حداکثر شتاب زمین)، معیار کافی و مناسب برای انتخاب لرزه ها نیست. در سال ۲۰۲۰، رجبی و قدرتی امیری [30] تعدادی شتابنگاشت متوالی را از پایگاه داده PEER استخراج نمودند که از میان آن‌ها ۱۶ رکورد به‌عنوان مؤثرترین شتابنگاشت‌های متوالی انتخاب و در این مطالعه استفاده شدند. طبق جدول (۵)، شتابنگاشت‌های متوالی با مشخصات پارامترهای انتخابی و جزئیات مربوط به تاریخ و مکان وقوع زلزله‌ها ارائه شده‌است. این شتابنگاشت‌ها شامل دو لرزه اول و دوم هستند و زمین‌لرزه‌های متوالی ترکیبی از این دو لرزه با یک فاصله زمانی معین شتاب صفر بین آن‌ها می‌باشند.



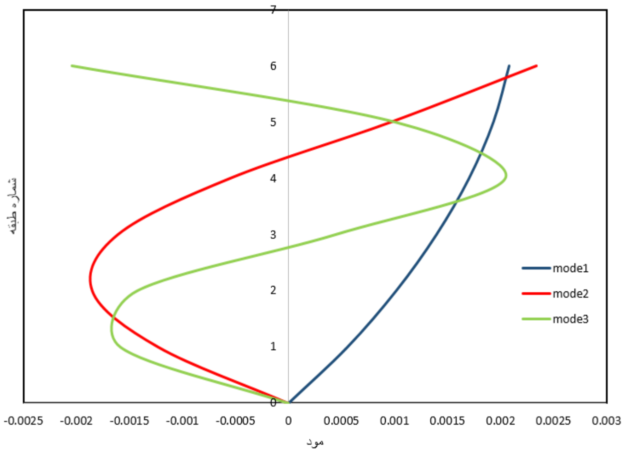
(الف)



(ب)



(ج)

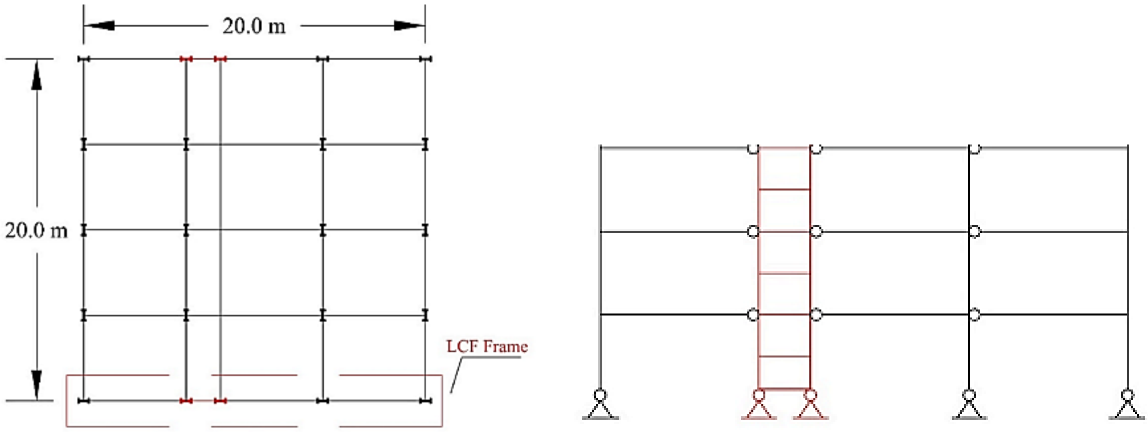


(د)

شکل (۱۲) شکل‌های مودی قاب (الف) ۳ طبقه برشی، (ب) ۳ طبقه خمشی، (ج) ۶ طبقه برشی و (د) قاب ۶ طبقه خمشی

جدول ۳ فرکانس‌های طبیعی قاب‌ها حاصل از تحلیل مودال

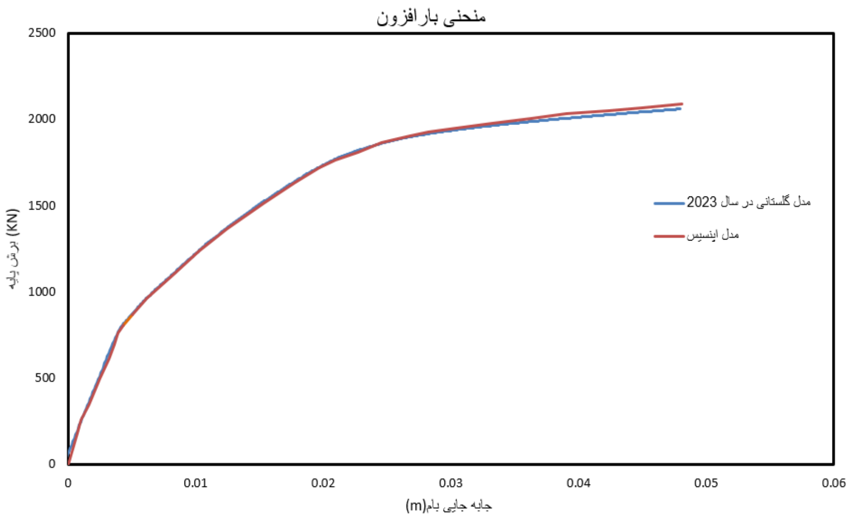
نام سازه	فرکانس ۱ (Hz)	فرکانس ۲ (Hz)	فرکانس ۳ (Hz)
۳ طبقه برشی	0.90139	4.03607	8.81666
۳ طبقه خمشی	0.95989	4.47805	10.49387
۶ طبقه برشی	0.657228	2.43501	5.42435
۶ طبقه خمشی	0.59176	2.20023	4.76001



شکل ۱۳ نما و پلان قاب انتخابی از مدل گلستانی و همکاران در سال ۲۰۲۳ [21]

جدول ۴ مقاطع سازه۳ طبقه مدل مرجع [21]

نام سازه	طبقه	سیستم قاب ستون پیوند			سیستم قاب خمشی		
		ستون	تیرپیوند	تیرپیوند میانی	تیر	ستون محیطی	ستون داخلی
۳ طبقه	۱	W14×145	I35×1-20×2	I35×1-22×2	W12×58	W14×38	W14×38
	۲	W14×120	I35×1-20×2	I35×1-20×2	W12×58	W14×38	W14×38
	۳	W14×120	I30×1-20×2	I30×1-20×2	W12×53	W14×38	W14×38



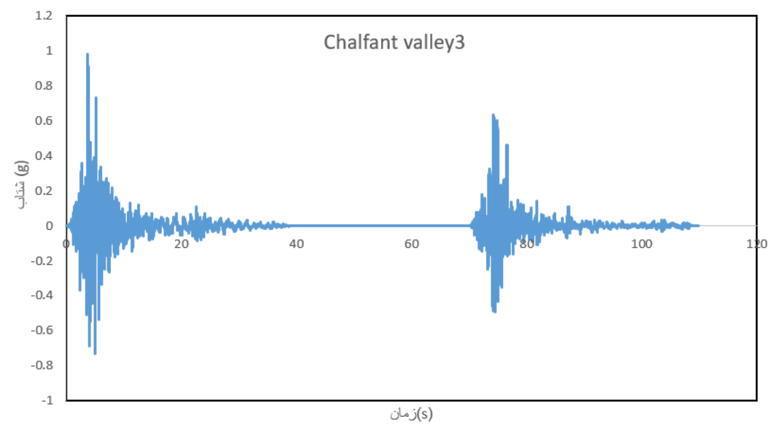
شکل (۱۴) مقایسه بین منحنی بارافزون قاب مدل‌شده و مدل مرجع [21]

با اینکه زمین‌لرزه‌ها معمولا فاصله زمانی بالایی دارند، اما زمان زیاد بین لرزه‌ها باعث افزایش حجم تحلیل و محاسبات می‌شود. به همین دلیل، در این مطالعه، فاصله زمانی بین لرزه‌ها بر اساس پیشنهاد وانگ [31] و همکاران در سال ۲۰۲۳ برابر با ۳۰ ثانیه در نظر گرفته شده‌است. شکل (۱۵) نمونه‌ای از شتابنگاشت متوالی چفنت ولی۳ در سال ۱۹۸۶ را نشان می‌دهد.

به منظور مقیاس‌گذاری شتابنگاشت‌های لرزه اول، از آیین‌نامه ایران (استاندارد ۲۸۰۰) ویرایش چهارم استفاده شده‌است. طبق روش استاندارد ۲۸۰۰، طیف میانگین پاسخ شتاب لرزه اول باید در محدوده 0.2T تا 1.5T از طیف طرح استاندارد برای خاک نوع ۲ و خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد، کمتر نشود.

جدول ۵ مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در این مطالعه [30]

شماره	نام	تاریخ	EPA	PGA	ایستگاه
1	Chalfant Valley3	7/20/1986	0.2451	0.2382	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
		7/21/1986	0.4854	0.4246	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
2	Coalinga	7/22/1983	0.0993	0.1539	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
		7/25/1983	0.3513	0.5813	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
3	Mammoth4	5/27/1980	0.1722	0.2178	USC 37 USC McGee Creek Inn
		5/31/1980	0.2767	0.3689	USC 37 USC McGee Creek Inn
4	Mammoth5	5/25/1980	0.2726	0.3289	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	0.4287	0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
5	Mammoth6	5/26/1980	0.1117	0.0926	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	0.4287	0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
6	Chalfant Valley9	7/20/1986	0.088	0.1105	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
		7/21/1986	0.2197	0.2058	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
7	Livermore	1/24/1980	0.086	0.1066	CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak
		1/27/1980	0.2119	0.1917	CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak
8	Mammoth1	5/25/1980	0.2387	0.2818	CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.
		5/25/1980	0.4091	0.4143	CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.
9	Mammoth7	5/25/1980	0.1563	0.1669	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	0.2618	0.4156	CDMG 54099 Convict Creek
10	Mammoth9	5/25/1980	0.1563	0.1669	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	0.2207	0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
11	Mammoth10	5/25/1980	0.2041	0.2172	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	0.2618	0.4156	CDMG 54099 Convict Creek
12	Mammoth12	5/25/1980	0.2041	0.2172	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	0.2207	0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
13	Mammoth15	5/26/1980	0.0912	0.1234	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	0.2207	0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
14	Mammoth17	5/25/1980	0.2635	0.3403	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/25/1980	0.2726	0.3289	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
15	Mammoth20	5/25/1980	0.2635	0.3403	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	0.4287	0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
16	Mammoth21	5/25/1980	0.0884	0.1369	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/25/1980	0.2726	0.3289	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)



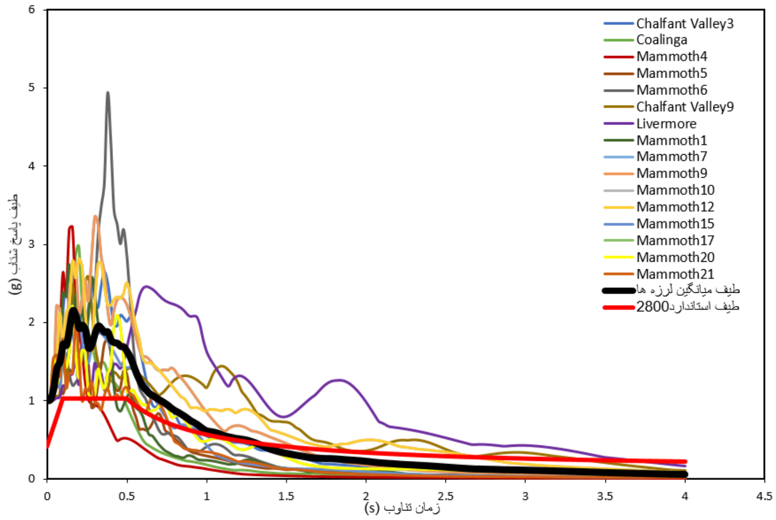
شکل ۱۵ نمونه شتابنگاشت متوالی چفلنت ولی۳ در سال ۱۹۸۶ با بازه زمانی شتاب صفر ۳۰ ثانیه

همچنین مقدار زمان تناوب T سازه بر اساس رابطه موجود در بند (۱-۳-۳-۳) قاب‌های فولادی استاندارد ۲۸۰۰ با توجه به ارتفاع سازه از تراز پایه محاسبه شده‌است. برای مقیاس شتابنگاشت‌های لرزه دوم، از طیف طرح جدیدی بر اساس روشی که در مطالعه عبدالله‌زاده و همکاران در سال ۲۰۱۹ [32] ارائه شده، مقیاس‌بندی همانند طیف نخست صورت گرفته‌است. در شکل‌های (۱۶) و (۱۷) به ترتیب مقیاس‌بندی شتابنگاشت‌های لرزه اول و دوم نمایش داده شده است. در آخر قاب‌های موردنظر تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در معرض لرزه‌های فوق‌الذکر به ۲ صورت منفرد (لرزه‌نخست) و زلزله حاوی توالی لرزه‌ای (لرزه نخست و لرزه‌دوم) قرار گرفته‌اند.

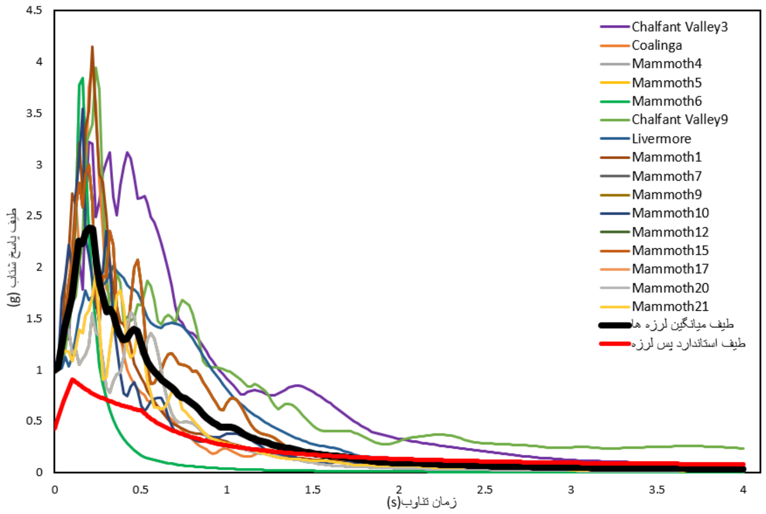
نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی

به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، قاب‌ها باید تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گیرند. ابتدا بارهای ثقلی به سازه‌ها اعمال شده و سپس تحلیل غیرخطی دینامیکی با دستورات همگرایی در محیط اپنسیس انجام می‌شود. به جهت اطمینان از صحت عملکرد صحیح تیرهای پیوند با توجه به مدل رفتاری خود، قاب‌ها تحت زلزله‌ای نورتریج در سال ۱۹۹۴ با مقدار حداکثر شتاب زمین (PGA) برابر با 1g قرار گرفته و در شکل (۱۸) نمونه‌هایی از عملکرد تیرهای پیوند به صورت حلقه‌های چرخه‌ای نیرو- تغییرشکل به همراه نمودار رفتاری تیرهای پیوند به صورت دو عملکردرفتاری برشی و خمشی برای هر چهار سازه در طبقات اول نشان داده شده‌است.

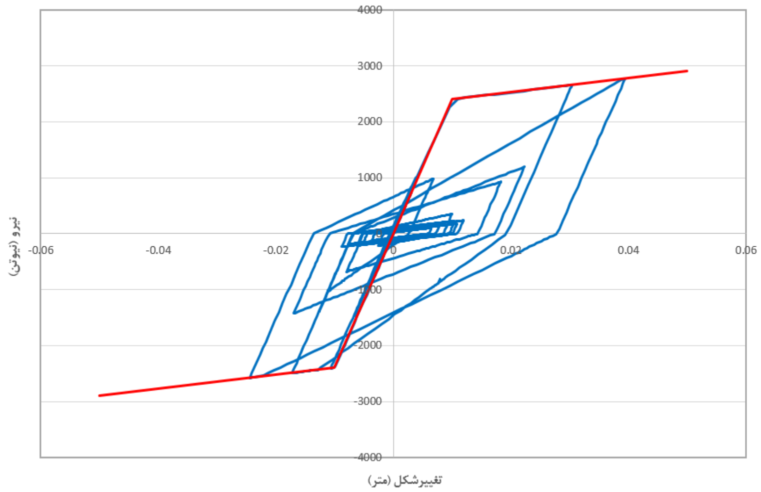
با توجه به نمودارهای هیسترزیس، می‌توان نتیجه گرفت که حلقه‌های تشکیل‌شده تیرهای پیوند به خوبی توانسته‌اند در بازه موردنظر مانند نمودار رفتاری خود عمل کنند. تفاوت‌های رفتاری تیرهای پیوند خمشی و برشی به نحوه عملکرد آن‌ها تحت بارهای دینامیکی و شکل‌پذیری مرتبط است. تیرهای پیوند خمشی به دلیل شکل‌پذیری بالاتر، معمولا عملکرد بهتری در برابر بارهای چرخه‌ای و تغییر شکل‌های بزرگ دارند و در نمودارهای هیسترزیس، حلقه‌های بزرگتری تشکیل می‌دهند که نشان‌دهنده جذب و اتلاف انرژی زیاد است. این تیرها می‌توانند انرژی بیشتری را جذب کرده و از آسیب‌های شدید جلوگیری کنند. در مقابل، تیرهای پیوند برشی به دلیل وابستگی به مقاومت برشی، انعطاف‌پذیری کمتری دارند و بیشتر در نواحی خاصی از تیر مانند اتصال‌ها دچار شکست برشی می‌شوند، بنابراین شکل‌پذیری کمتری دارند. در ادامه پس از تحلیل قاب-های مورد مطالعه در معرض زلزله‌های با و بدون توالی لرزه‌ای، پارامترهایی از قبیل جابجایی نسبی بام و طبقات، جابجایی پسماند، برش پایه و شاخص خسارت پارک-انگ (۱۹۸۵) استخراج شده که در ادامه به تفکیک معرفی شده‌اند.



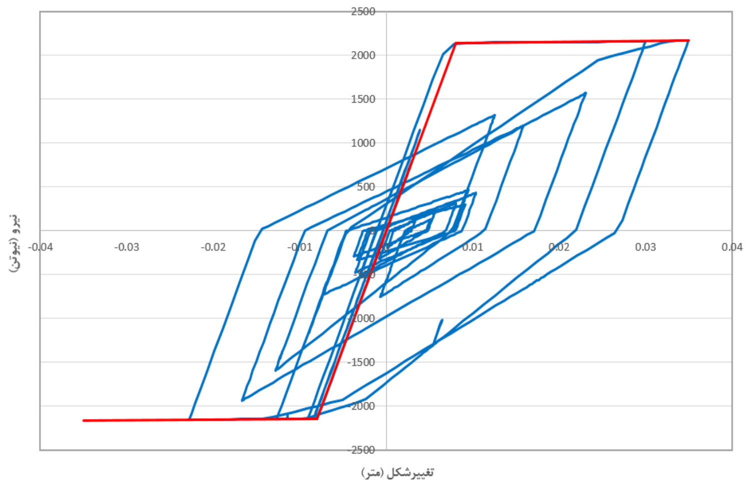
شکل ۱۶ نمودار مقیاس‌شده لرزه‌های اول طبق طیف طرح استاندارد۲۸۰۰



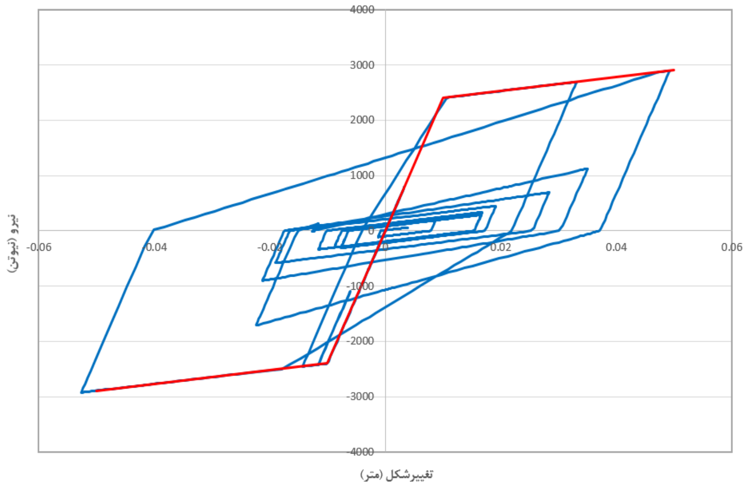
شکل ۱۷ نمودار مقیاس‌شده لرزه‌های دوم طبق طیف طرح ارائه شده توسط عبدالله زاده و همکاران در سال ۲۰۱۹ [32]



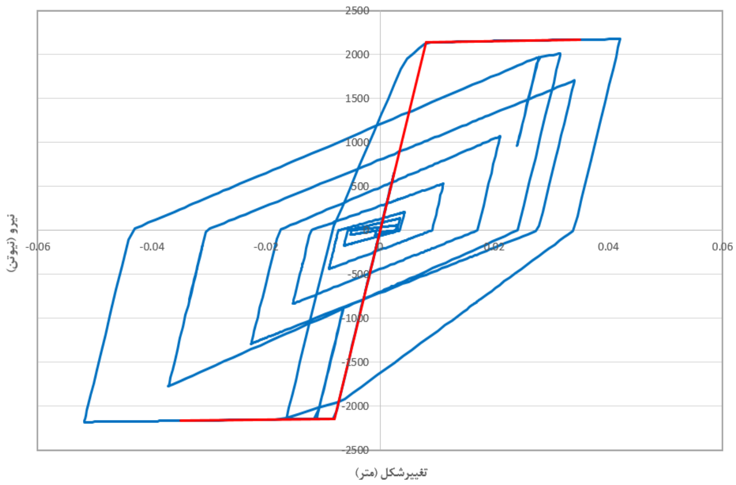
(الف)



(ب)



(ج)

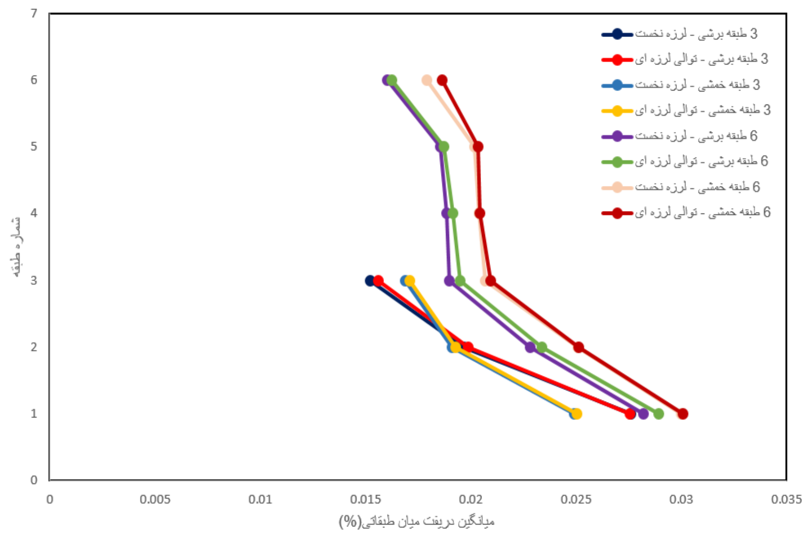


(د)

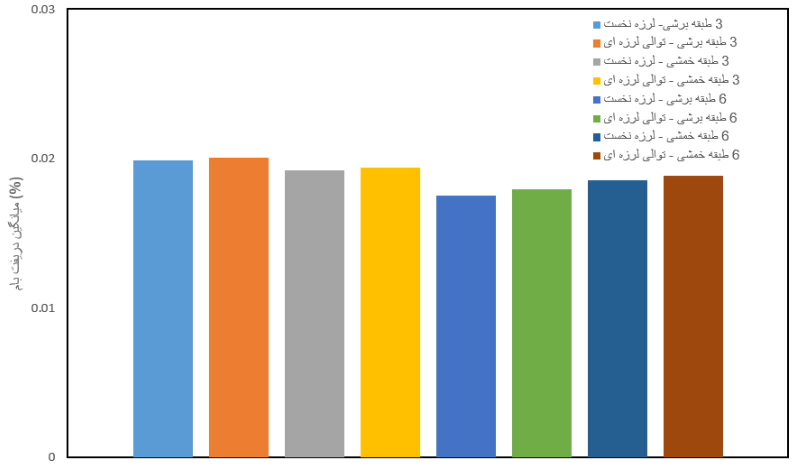
شکل ۱۸ نمودار هیسترزیس به همراه منحنی رفتاری تیر پیوند (الف) قاب ۳ طبقه با رفتاربرشی در طبقه اول، (ب) قاب ۳ طبقه با رفتارخمشی در طبقه اول، (ج) قاب ۶ طبقه با رفتاربرشی در طبقه اول و (د) قاب ۶ طبقه با رفتارخمشی در طبقه اول

جابه‌جایی نسبی بام و طبقات

مقدار جابه‌جایی نسبی بام برابر با میزان جابه‌جایی در بام به ارتفاع کل سازه می‌باشد. از طرفی اگر اختلاف مقادیر جابه‌جایی در هر طبقه با طبقه پایین‌تر خود به ارتفاع آن بدست بیاید به آن نیز جابه‌جایی نسبی میان طبقاتی می گویند. مطابق شکل (۱۹)، بیشترین مقدار جابه‌جایی نسبی طبقات در زلزله لیورمور رخ داده و با افزایش ارتفاع طبقات، این جابه‌جایی کاهش یافته‌است. مقایسه نمودارها نشان می‌دهد که در حالت زلزله‌های متوالی، جابه‌جایی نسبی در تمام قاب‌ها بیشتر از حالت زلزله منفرد است. نسبت حداکثر میانگین جابه‌جایی در زلزله‌های متوالی به منفرد در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه با عملکرد برشی تیرپیوند به ترتیب برابر ۱/۰۲۵۶ و ۱/۰۲۸ و در عملکرد خمشی تیرپیوند برابر ۱/۰۱۱۹ و ۱/۰۳۹۹ بوده‌است. با افزایش تعداد طبقات، جابه‌جایی نسبی نیز افزایش می‌یابد. در شکل (۲۰)، حداکثر میانگین جابه‌جایی نسبی بام برای قاب‌ها تحت توالی لرزه‌ای و لرزه اول نشان داده شده‌است. بیشترین مقدار جابه‌جایی برای سازه ۳ طبقه برشی در حالت متوالی برابر با ۰/۰۲ درصد و کمترین مقدار برای سازه ۶ طبقه برشی در حالت منفرد برابر با ۰/۰۱۷۵ درصد است. همچنین نسبت جابه‌جایی توالی لرزه‌ای به منفرد در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه برشی به ترتیب برابر با ۱/۰۰۸ و ۱/۰۲۳۹ و در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه خمشی برابر با ۱/۰۰۸۷ و ۱/۰۱۵۹ محاسبه شده‌است. به طور کلی، با افزایش تعداد طبقات، مقدار جابه‌جایی نسبی بام کاهش می‌یابد. قاب‌های ۶ طبقه در مقایسه با قاب‌های ۳ طبقه، جابجایی نسبی بیشتری را در طبقات بالاتر تجربه کرده‌اند. این افزایش نشان می‌دهد که طبقات بالاتر در سازه‌های بلندتر (۶ طبقه) در برابر زلزله‌های متوالی آسیب‌پذیرتر هستند و این پدیده به دلیل افزایش تغییرشکل تجمعی در طی پدیده توالی لرزه‌ای است. قاب‌های حاوی تیرهای پیوند برشی مقدار جابه‌جایی نسبی کمتری به نسبت قاب‌ها با تیر پیوند خمشی دارند. این رفتار بیانگر مقاومت بالاتر قاب‌های برشی در برابر جابجایی‌های نسبی طبقات است که معمولا ناشی از سختی بیشتر این سیستم‌ها است. از طرف دیگر، قاب‌های خمشی جابجایی بیشتری دارند که می‌تواند به دلیل شکل‌پذیری بالاتر آن‌ها باشد. در طبقات پایین، جابجایی نسبی میان قاب‌های ۳ طبقه و ۶ طبقه تفاوت زیادی ندارد. این نشان می‌دهد که بخش‌های پایین‌تر سازه عمدتا تحت اثر رفتار سختی کل سازه قرار دارند و تغییرات اصلی در طبقات بالاتر رخ می‌دهد.



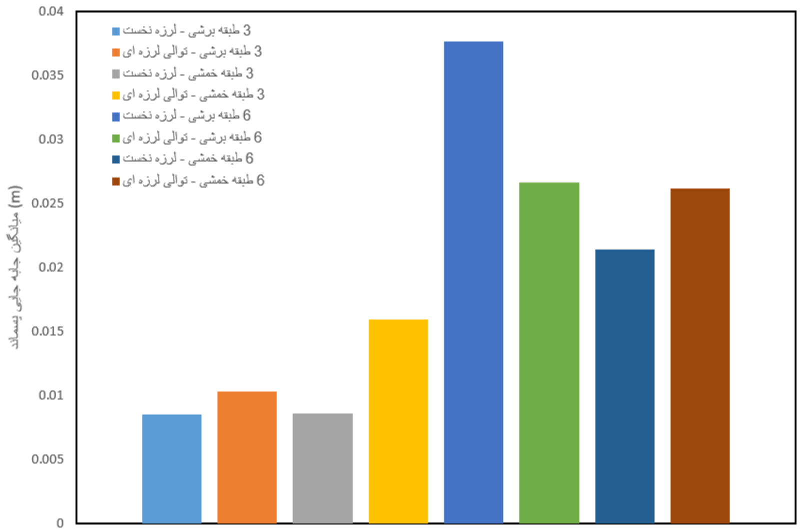
شکل ۱۹ میانگین حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات برای ۴ قاب تحت زلزله منفرد و متوالی



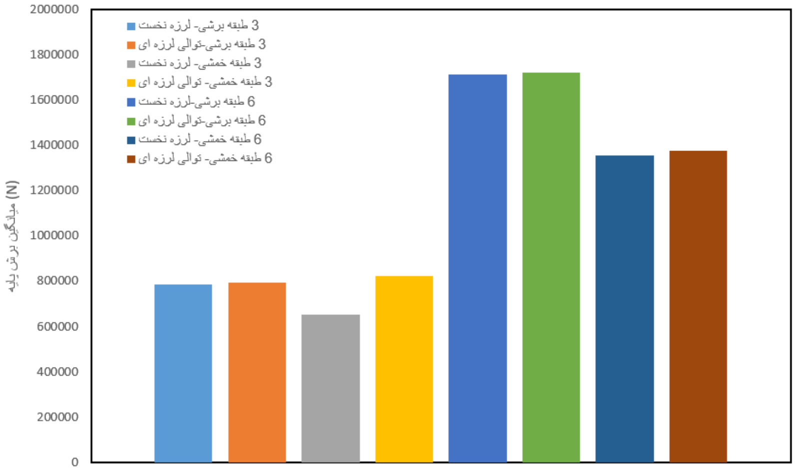
شکل ۲۰ میانگین حداکثر جابه‌جایی بام برای ۴ قاب تحت زلزله منفرد و متوالی

جابه‌جایی پسماند

جابه‌جایی پسماند، یکی دیگر از پارامترهای بدست آمده است که برابر با میزان جابه‌جایی اضافی باقی‌مانده در سازه بعد از ارتعاش نهایی سازه می‌باشد. در این مطالعه، میانگین جابه‌جایی پسماند نیز بررسی شده و نمودارهای آن برای تمام قاب‌ها در دو حالت لرزه‌ای در شکل (۲۱) ارائه شده‌است. حداکثر و حداقل مقادیر جابه‌جایی پسماند به ترتیب در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه با رفتار برشی در حالت زلزله نخست برابر با ۳۷/۶۴ و ۸/۵۲۳ میلی‌متر ثبت شده‌است. نسبت‌های جابه‌جایی پسماند برای قاب‌های ۳ و ۶ طبقه با رفتار برشی به ترتیب برابر ۱/۲۰۷ و ۰/۷۰۸ و برای سازه‌های ۳ و ۶ طبقه با رفتار خمشی برابر با ۱/۸۵۶ و ۱/۲۲۳ است. این اختلاف در جابه‌جایی باقی‌مانده نشان می‌دهد که در قاب ۳ طبقه با عملکرد خمشی، اثر لرزه دوم شدیدتر بوده‌است. جابجایی پسماند ناشی از زلزله‌های متوالی به‌طور قابل‌توجهی بیشتر از زلزله‌های منفرد است. برای مثال، قاب برشی ۳ طبقه تحت زلزله متوالی بیشترین مقدار جابجایی را نشان می‌دهد این امر نشان می‌دهد که اثر تجمعی زلزله‌های متوالی می‌تواند باعث باقی‌ماندن تغییر شکل دائمی در سازه شود. تیرهای پیوند خمشی به دلیل تغییرشکل‌پذیری بالا، انرژی بیشتری در بارگذاری چرخه‌ای جذب و اتلاف می‌کنند. در قاب‌های ۳ طبقه، سهم این تیرها در جذب انرژی افزایش یافته و جابجایی پسماند تحت توالی لرزه‌ای نسبت به لرزه نخست بیشتر است. در سازه‌های ۶ طبقه، توزیع پیچیده نیروها و تمرکز انرژی در طبقات بالا، جابجایی پسماند طبقات پایین را کاهش می‌دهد. رفتار فداشونده این تیرها امکان بازگشت به تعادل بهتر پس از زلزله دوم را فراهم می‌کند.



شکل ۲۱ میانگین حداکثر جابه‌جایی پسماند برای ۴ قاب تحت زلزله منفرد و متوالی



شکل ۲۲ میانگین حداکثر نیروی برش پایه برای ۴ قاب تحت زلزله منفرد و متوالی

نیروی برش پایه

نیروی برش پایه برابر با کل نیروی جانبی واردشده به تراز پایه سازه در زمان وقوع زمین‌لرزه است. حداکثر میانگین مقدار برش پایه سازه‌ها در شکل (۲۲) برای لرزه اول و توالی لرزه‌ای نشان داده شده‌است. بیشترین نیروی برش پایه در قاب ۶ طبقه برشی با مقدار ۱۷۲۱/۴۴ کیلونیوتن در حالت توالی لرزه‌ای و کمترین نیروی برش پایه در قاب ۳ طبقه خمشی با مقدار ۶۵۱/۷۲ کیلونیوتن محاسبه شده است. نسبت‌های برش پایه در حالت توالی لرزه‌ای به منفرد در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه برشی به ترتیب ۱/۰۰۸۷ و ۱/۰۰۵ و در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه خمشی برابر با ۱/۲۶۲ و ۱/۱۴۷ به دست آمده‌است. این نتایج نشان‌دهنده افزایش اثرات لرزه‌ای در زلزله‌های متوالی نسبت به زلزله‌های منفرد است و همچنین با افزایش تعداد طبقات، مقادیر نیروی برش پایه نیز افزایش می‌یابد. نیروی برش پایه در زلزله‌های متوالی بیشتر از زلزله‌های منفرد است. این افزایش نشان می‌دهد که اثرات تجمعی زلزله‌های متوالی می‌تواند باعث افزایش تقاضای نیروی برش در پایه سازه شود. قاب‌ها با رفتار برشی در مقایسه با قاب‌ها با رفتار خمشی تحت زلزله‌های منفرد و متوالی نیروی برش پایه بیشتری را تجربه می کنند. این مسئله ناشی از سختی بالاتر قاب‌های برشی است که باعث انتقال نیروی بیشتری به پایه می‌شود .همچنین قاب‌های ۶ طبقه، نیروی برش پایه بیشتری نسبت به قاب‌های ۳ طبقه تجربه می‌کنند. این رفتار ناشی از افزایش جرم سازه و در نتیجه افزایش نیروی برشی ناشی از زلزله است. زلزله‌های متوالی منجر به افزایش نیروی برش پایه در تمامی قاب‌ها شده است که نشان‌دهنده اثر تجمعی زلزله‌های متوالی در افزایش نیروهای داخلی سازه می‌باشد.

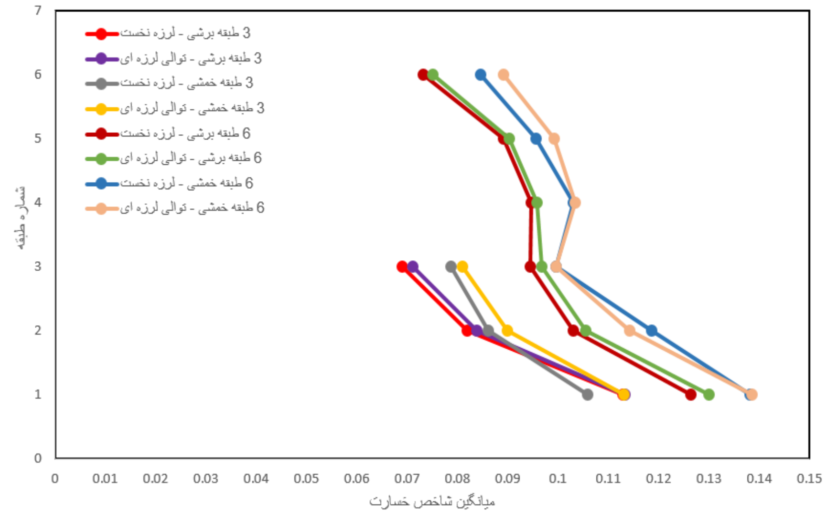
شاخص خسارت Park-Ang (1985)

عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها با مدل آسیب یا شاخص خرابی ارزیابی می‌شود.انتخاب پارامتر مناسب برای توصیف میزان آسیب سازه، گامی اساسی در بهبود عملکرد آن تحت زمین‌لرزه‌های متعدد است. شاخص خسارت به عنوان معیاری کمی برای اندازه‌گیری آسیب و تعیین سطوح خسارت ناشی از نیروهای خارجی بر سازه استفاده می‌شود. در ادبیات فنی و مهندسی سازه، شاخص‌های خسارت به دو دسته اصلی تقسیم می‌شوند: یکی بر اساس حداکثر تغییرشکل یا تغییرمکان نسبی سازه و دیگری بر اساس انرژی تلف‌شده ناشی از پاسخ‌های هیسترتیک. همچنین، شاخص‌های ترکیبی وجود دارند که تاثیرات تغییرشکل و اتلاف انرژی را به‌طور همزمان برای ارزیابی بارهای چرخه‌ای نشان می‌دهند، که یکی از مهم‌ترین آن‌ها، شاخص خسارت پارک و آنگ است [33]. شاخص خسارت پارک و آنگ در سال ۱۹۸۵ برای ارزیابی خسارت لرزه‌ای سازه‌ها طراحی شده و اثر ترکیبی بارگذاری‌های چرخه‌ای و تغییرشکل‌های بیش از اندازه را مدنظر قرار می‌دهد. این شاخص (D) طبق رابطه (۹) مجددا بازنویسی شده است [34]:

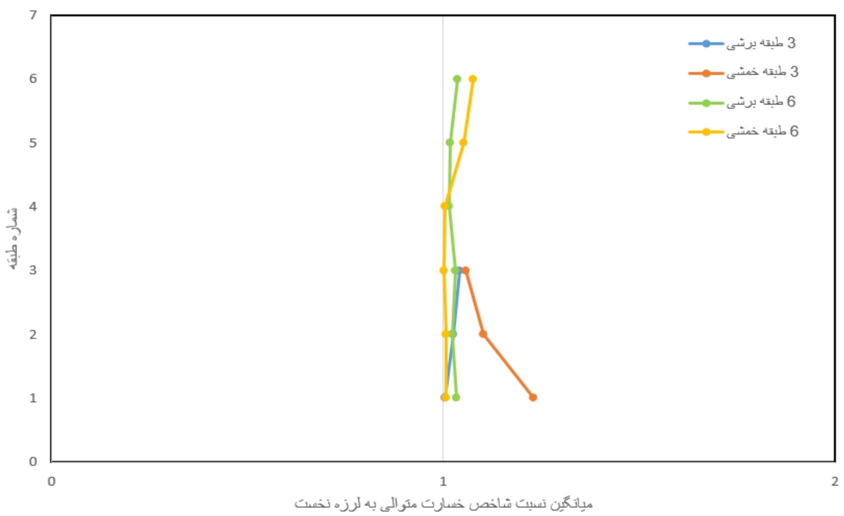
$$DI = \frac{\delta M}{\delta u} + \frac{\beta}{Qy\delta u}\int dE \quad (۹)$$

با توجه به رابطه (۹)، δ_M برابر با مقدار حداکثر تغییرشکل عضو ناشی از نیروهای جانبی زلزله، δ_u برابر با مقدار ظرفیت نهایی تغییرشکل عضو، β ضریبی ثابت برای شاخص خسارت که در مرتبط با سطح آسیب و انرژی اتلاف‌شده ساختمان می‌باشد. این ضریب بسته به نوع ساختمان برای سازه‌های بتنی و فولادی به ترتیب برابر با ۰/۱۵ و ۰/۰۲۵ بدست آمده‌است. $\int dE$ برابر با مقدار انرژی انباشته یا تلف‌شده در سازه تحت نیروهای زلزله و Qy نیز نیرو یا مقاومت برشی تسلیم ساختمان می‌باشد. شاخص خسارت سازه‌ها به پنج سطح آسیب طبقه‌بندی می‌شود: DI کمتر از ۰/۱ نشان‌دهنده عدم آسیب، DI بین ۰/۱ و ۰/۲۵ آسیب جزئی، D بین ۰/۲۵ و ۰/۴ آسیب متوسط، DI بین ۰/۴ تا ۱ آسیب شدید و عدم قابلیت تعمیر، و DI بیشتر از ۱ نشان‌دهنده فروپاشی کامل سازه است [33]. مطابق شکل (۲۳)، میانگینی از شاخص خرابی‌های ارزیابی‌شده در تمامی طبقات قاب‌ها را در دو حالت متوالی و منفرد نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد که مقادیر خرابی در قاب‌های ۶ طبقه بیشتر از قاب‌های ۳ طبقه بوده و تیرهای پیوند با رفتار خمشی تاثیر بیشتری بر افزایش میزان خرابی دارند؛ به‌طوری که عملکرد لرزه‌ای قاب‌های برشی بهتر از خمشی است. همچنین، در طبقات ۴ به بالاتر در سازه‌های ۶ طبقه، میزان خسارت لرزه‌ای به‌طور جزئی افزایش یافته و قاب ۶ طبقه خمشی بالاترین مقادیر خرابی را دارد. شکل (۲۴)، میانگینی از نسبت‌های خرابی سازه‌ها در طبقات مختلف چهار سازه را نمایش می‌دهد. مقادیر این نسبت‌ها عمدتا بالاتر از یک است و در قاب ۳ طبقه خمشی، تفاوت بین زلزله اول و توالی زلزله‌ای بیشتر به‌چشم می‌خورد. شکل (۲۵)، نمودار حداکثر مقدار میانگین نسبت حالت‌های لرزه‌ای را برای مقایسه بهتر نشان می‌دهد. به‌طور کلی، سازه‌های کوتاه‌مرتبه نسبت‌های لرزه‌ای بیشتری نسبت به سازه‌های میان‌مرتبه دارند. بر اساس طبقه‌بندی شدت آسیب لرزه‌ای، شاخص خسارت سازه‌ها در هر رکورد لرزه‌ای نشان می‌دهد که عمدتا آسیب‌ها کم بوده و در برخی موارد به میزان متوسط کمتر از ۰/۴ رسیده‌اند. همچنین، با تعویض تیرهای پیوند، سازه به حالت اولیه خود بازمی‌گردد که نشان‌دهنده عملکرد مناسب تیرهای پیوند در قاب LCF است.

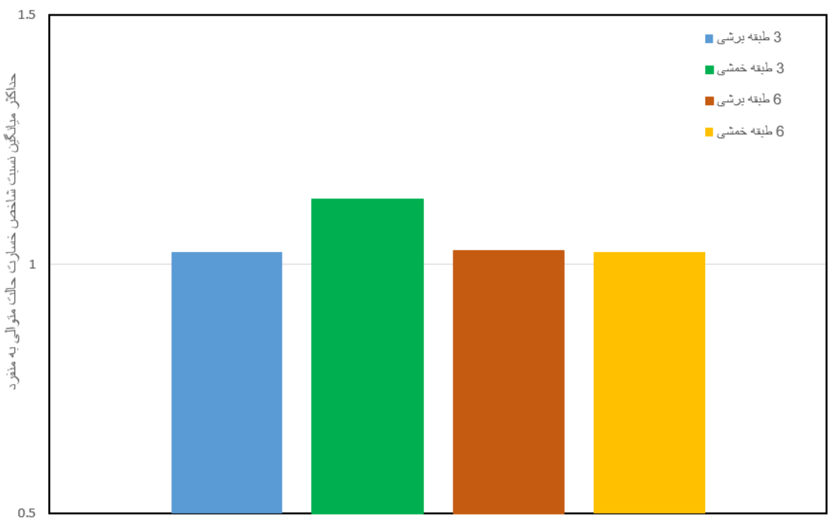
نتایج حاصل از قاب‌های ستون‌پیوند دودهانه تحت توالی‌لرزه‌ای نشان‌دهنده اثرات قابل توجه زمین‌لرزه‌های متوالی است، که باید در استانداردهای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها مد نظر قرار گیرد. این موضوع حائز اهمیت است، زیرا خسارت‌های شدید در حالت تک‌زلزله ممکن است فرصت بازسازی را کاهش دهد و با وقوع زلزله دیگر، خطر خرابی و فروریزش سازه‌ها افزایش می‌یابد. با این حال، قاب‌های ستون‌پیوند نیاز به بررسی‌های بیشتر دارند، اما به‌طور کلی، این سیستم به‌دلیل رفتارهای فداشونده تیرهای پیوند قابل تعویض، عملکرد مناسبی در برابر زلزله از خود نشان می‌دهد.



شکل ۲۳ میانگین شاخص خسارت برای ۴ قاب ستون پیوند تحت زلزله منفرد و متوالی



شکل ۲۴ میانگین نسبت شاخص خسارت در هر طبقه تحت توالی لرزه‌ای به لرزه اول برای ۴ قاب ستون پیوند



شکل ۲۵ میانگین نسبت حداکثر شاخص خسارت تحت توالی لرزه‌ای به منفرد در ۴ قاب ستون پیوند

نتیجه گیری

در این مطالعه به منظور ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های فولادی حاوی سیستم قاب–ستون–پیوند دوگانه در معرض زلزله‌های متوالی، چهار قاب فولادی مجهز به LCF حاوی تیرهای پیوند با رفتار برشی و خمشی طراحی و در نرم‌افزار اپنسیس پیاده‌سازی شده‌است. پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در دو حالت زلزله‌های با و بدون توالی لرزه‌ای، پارامترهایی نظیر جابه‌جایی‌های نسبی طبقات و بام، نیروی برش پایه و شاخص خسارت پارک–انگ استخراج شده‌است. مهم‌ترین نتایج حاصله در ذیل به صورت مختصر بیان شده‌است:

۱. زلزله‌های متوالی در بسیاری از مقادیر بدست‌آمده اثرات مخرب‌تری نسبت به زلزله‌های منفرد دارند. به‌طور میانگین، جابه‌جایی‌های نسبی طبقات در حالت زلزله‌های متوالی ۲ تا ۳ درصد بیشتر از حالت زلزله منفرد است.

۲. حداکثر نیروی برش پایه نیز در زلزله‌های متوالی افزایش یافته است؛ به‌طور میانگین در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه، این نسبت بین ۱تا ۲۶ درصد بیشتر از حالت زلزله منفرد بوده‌است.

۳. شاخص خسارت در زلزله‌های متوالی برای سازه‌های قاب ستون پیوند با رفتار تیرپیوند خمشی به‌طور میانگین تا ۳۸ درصد بیشتر از سازه‌ها با رفتار تیرپیوند برشی است،که نشان‌دهنده آسیب‌پذیری بیشتر سازه‌ها با عملکرد خمشی در برابر زلزله‌های متوالی است.

۴. قاب‌های ۳ طبقه در حالت لرزه منفرد و متوالی تفاوت کمتری در شاخص خسارت نشان داده‌اند. اما با افزایش تعداد طبقات، این تفاوت‌ها بیشتر می‌شود. در سازه‌های ۶

طبقه، میزان جابه‌جایی نسبی و شاخص خسارت در زلزله‌های متوالی به‌طور میانگین ۲تا ۴ درصد بیشتر از حالت زلزله منفرد است.

۵. در قاب۶ طبقه برشی، میزان جابه‌جایی نسبی در طبقات پایین‌تر حدود ۳ درصد بیشتر از طبقات بالاتر است. همچنین، نیروی برش پایه در این قاب‌ها در حالت زلزله‌های متوالی به حدود ۱۷ درصد بیشتر از زلزله منفرد رسیده‌است.

۶. قاب‌ها با عملکرد خمشی در زلزله‌های متوالی نسبت به زلزله‌های منفرد، شاخص خسارت بالاتری را نشان داده‌اند. به‌طور خاص، شاخص خسارت در طبقات پایین‌تر قاب ۶ طبقه خمشی تا ۳۸ درصد بیشتر از حالت منفرد بوده‌است.

۷. مقادیر شاخص خسارت در اکثر سازه‌ها کمتر از ۴۰ درصد بوده و آسیب‌ها بیشتر در حدود کم تا متوسط بدست آمده‌اند. با تعویض تیرهای پیوند، سازه‌ها به حالت اولیه بازمی‌گردند، که نشان‌دهنده عملکرد مناسب قاب‌های ستون پیوندشده‌است. این سیستم با ساختار مدل خود و رفتار فداشونده تیرهای پیوند قابل‌تعویض، عملکرد لرزه‌ای خوبی دارد.

۸. در کل زلزله‌های متوالی به‌طور میانگین بین ۲ تا ۳۸ درصد اثرات مخرب‌تری نسبت به زلزله‌های منفرد بر سازه‌ها دارند. سازه ۶ طبقه با عملکرد خمشی بیشتر از سازه‌های دیگر تحت تأثیر زلزله‌های متوالی قرار می‌گیرند.

۹. سیستم قاب‌های ستون‌پیوند (LCF)، با توجه به نتایج بیان‌شده عملکرد لرزه‌ای مناسبی را از خود نشان داده‌است و از تخریب کامل سازه جلوگیری می‌کند. نیاز به بهبود استانداردهای لرزه‌ای برای مواجهه با زلزله‌های متوالی وجود دارد تا از آسیب‌های بیشتر و فروریزش سازه‌ها جلوگیری شود.

پیشنهادات

برای مطالعات آتی در بحث سیستم‌های قاب ستون پیوند، چند موضوع به صورت پیشنهاد بیان شده‌است:

۱. بررسی عملکرد سازه‌ها با وجود نامنظمی در ارتفاع برای تیرهای پیوند دو دهانه تحت توالی لرزه‌ای

۲. ارزیابی اثرات توالی لرزه‌ای بر پارامترهایی مانند انرژی و شاخص تاب‌آوری

۳. بررسی اندرکنش بین خاک و سازه برای قاب‌های ستون پیوندشده

۴. بررسی و مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌ها در ترکیب با میراگرهای سازه‌ای تحت زمین لرزه‌های متوالی

فهرست علائم

ضریب رفتار	R
ضریب بزرگنمایی	C^d
ضریب اضافه مقاومت	Ω_0
طول تیرپیوند	e
لنگر پلاستیک مقطع	M_p
برش پلاستیک مقطع	Vp
اساس مقطع پلاستیک	Zp
تنش تسلیم	Fy
ضخامت بال	tf
ضخامت جان	tw
طول بال	b
عمق تیر	d
پارامتر کنترل حالت الاستیک به پلاستیک	R0, R1, R2
شاخص خسارت	D
حداکثر تغییرشکل عضو	δm
ظرفیت نهایی تغییرشکل عضو	δu
ضریب ثابت شاخص خسارت	β
انرژی انباشته شده در عضو	$\int dE$
نیروی برش تسلیم	Qy

واژه نامه

پل سنفرانسیسکو اوکلند	San Francisco Oakland Bay Bridge
دوسیکا و لوییس	Dusicka and Lewis
دوسیکا و ایوای	Dusicka and Iwai
لی و هکاران	Li et al.
مونتیوری و همکاران	Montuori et al.
پارک انگ	Park-ang
ایتبس	Etabs
اپنسیس	Opensees

فایبر	Fiber	هیسترزیس	Hysteresis
هیسترتیک	Hysteretic	جابه جایی میان طبقاتی	Inter-story Drift
سامنر و مرای	Sumner and Murray	لیورمور	Livermore
لیو وآستانه اصل	Liu and Astaneh-Asl		
آنالیز مودال	Modal Analysis		
چفلنت ولی ۳	Chalfant Valley3		
نورتریج	Northridge		

سپاسگزاری

مراجع

[1] F. Hosseinpour and A. E. Abdelnaby, “Effect of different aspects of multiple earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 92, no. 1, pp. 706–725, 2017. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.11.006

[2] A.H. Farivarrad, H.E. Estekanchi, “Seismic Performance Assessment of SMRF Structures Subjected to Mainshock-Aftershock Seismic Sequences by Endurance Time Method,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 26, no. 7, pp. 3281-3299, 2022. https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1798828

[3] E.Rajabi , Gh. Ghodrati Amiri, “Generation of critical aftershocks using stochastic neural networks and wavelet packet transform,” *Journal of Vibration and Control*, vol. 26, no. 5-6, pp. 331-351, 2019. https://doi.org/10.1177/1077546319879536

[4] S. V. Baranov, P. N. Shebalin et al. “Automated assessment of hazards of aftershocks of the Mw 7.8 earthquake in Turkey of February 6, 2023,” *Physics of the Solid Earth*, vol. 59, no. 6, pp. 133–141, 2023. https://doi.org/10.1134/S1069351323060046

[5] S. D. Parekar, D. Datta, “Seismic behaviour of stiffness irregular steel frames under mainshock–aftershock,” *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 21, no.1, pp. 857-870, 2020. https://doi.org/10.1007/s42107-020-00245-z

[6] B. M. Asayesh, H. Zafarani, S. Hainzl, Sh. Sharma, “Effects of large aftershocks on spatial aftershock forecasts during the 2017–2019 western Iran sequence,” *Geophysical Journal International*, vol. 232, no. 1, pp. 147-161, 2023. https://doi.org/10.1093/gji/ggac333

[7] J. Tazarv, A. Mohebkhah, “Direct displacement-based design of the linked column steel frame system, Part 2: Development and verification,” *Structures*, vol. 31, no. 1, pp. 29-48, 2021. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.075

[8] S. Shoeibi, M. A. Kafi, M. Gholhaki, “Performance-Based Seismic Design and Parametric Assessment of Linked Column Frame System,” *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, vol. 62, no. 3, pp. 1092029-48, 2017. https://doi.org/10.3311/PPci.10920

[9] A. Pires Lopes, “Seismic Behavior and Design of the Linked Column Steel Frame System for Rapid Return to Occupancy,” Doctor of Philosophy (Ph.D.) thesis, Portland State University, 2016. https://doi.org/10.15760/etd.3007

[10] P. Dusicka, R. Iwai, "Development of Linked Column Frame System for Seismic Lateral Loads," Structural Engineering Research Frontiers, 2007, pp. 1-13. https://doi.org/10.1061/40944(249)63

[11] P. Dusicka, G. R. Lewis, "Investigation of replaceable sacrificial steel links," Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, vol. 1659, 2010.

[12] M. Malakoutian, J. W. Berman, P. Dusicka, "Seismic response evaluation of the linked column frame system," *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 42, no. 1, pp. 795–814, 2012. https://doi.org/10.1002/eqe.2245

[13] M. Malakoutian, J.W. Berman, P. Dusicka, A. Lopes, "Seismic Design Parameters for the Link Column Frame System," *Structures Congress*, vol. 42, no. 6, pp. 795-814, 2013. https://doi.org/10.1061/9780784412848.150

[14] M. Malakoutian, J. W. Berman, P.R. Dusicka, A. Lopes, "Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 20, no. 4, pp. 535-558, 2016. https://doi.org/10.1080/13632469.2015.1104750

[15] S. Shoeibi, M. Ali Kafi, M. Gholhaki, "New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system," *Engineering Structures*, vol. 132, pp. 745-760, 2017. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.12.002

[16] S. Shoeibi, M. Gholhaki, M. Ali Kafi, "Simplified force-based seismic design procedure for linked column frame system," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 121, no. 1, pp. 87-101, 2019. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.003

[17] J. Tazarv, A. Mohebkhah, "Direct displacement-based design of the linked column steel frame system, Part 2: Development and verification," *Structures*, vol. 31, no. 1, pp. 29-48, 2021. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.075

[18] J. Tazarv, A. Mohebkhah, "Direct displacement-based design of the linked column steel frame System, Part 1: Modeling and yield drift evaluation," *Structures*, vol. 31, no. 1, pp. 341-356, 2021. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.076

[19] A. Mohebkhah, J. Tazarv, "Equivalent viscous damping for linked column steel frame structures," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 179, p. 106506, 2021. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106506

[20] M. Gholhaki, B. Eshrafi, M. Gorji Azandariani, O. Rezaifar, "Seismic assessment of linked-column frame structural system considering soil-structure effects," *Structures*, vol. 33, pp. 2264-2272, 2021. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.005

[21] Y. Golestani, E. Rajabi, R. Rajabi Soheyli, "Evaluation of the response modification factor of steel buildings with linked columns frame system," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 164, p. 107581, 2023. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107581

[22] E. Rajabi, Y. Golestani, "Study of steel buildings with LCF system under critical mainshock-aftershock sequence: Evaluation of fragility curves and estimation of the response modification factor by artificial intelligence," *Structures*, vol. 56, p. 105044, 2023. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105044

[23] E. Maroofi, M. R. Mansoori, A. S. Moghadam, "Introducing a new seismic resisting system with dual linked column frame and rocking motion," *Structures*, vol. 47, pp. 2148-2161, 2023.

https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.12.040

[24] V. Jaberi, " Collapse-based design method for simple seismic design of complex structural systems such as linked column frame system," *Structures*, vol. 55, pp. 482-479, 2023. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.06.059

[25] F. Li, B. Cheng Zhao,Y. Li , G. Wang, "Seismic response of linked column steel braced frame with mechanical springs," *Structures*, vol. 53, pp. 240-252, 2023. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.04.044

[26] R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso , A. pisapia, "Design procedure for failure mode control of linked column frames," *Engineering Structures*, vol. 296, p. 116937, 2023. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116937

[27] E. A. Sumner , T. M. Murray, "Behavior of Extended End-Plate Moment Connections Subject to Cyclic Loading," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 4, pp. 501-508, 2002. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(501)

[28] J. Liu, M. ASCE , A. Astaneh-Asl, M. ASCE,"Moment-Rotation Parameters for Composite Shear Tab Connections," *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, no. 9, pp. 1371-1380, 2004. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1371)

[29] G. G. Amiri, F. M. Dana, "Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake," *Computers & Structures*, vol. 83, no. 8-9, pp. 613-626, 2005. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.10.010

[30] E. Rajabi, G. Ghodrati Amiri, "Generation of critical aftershocks using stochastic neural networks and wavelet packet transform," *Journal of vibration and control*, vol. 26, no. 5-6, pp. 331-351, 2020. https://doi.org/10.1177/1077546319879536

[31] L. Wang, Y. Zhou, W. Shi, "Seismic Response Control of a Nonlinear Tall Building Under Mainshock-Aftershock Sequences Using Semi-Active Tuned Mass Damper," *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 23, no. 16n18, p. 2340027, 2023. https://doi.org/10.1142/S0219455423400278

[32] G. Abdollahzadeh, A. Mohammadgholipour, E. Omranian, "Seismic Evaluation of Steel Moment Frames under Mainshock–Aftershock Sequence Designed by Elastic Design and PBPD Methods," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 23, no. 10, pp. 1605-1628, 2019. https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1387198

[33] F. Turchetti, E. Tubaldi, E. Patelli, P. Castaldo, C. Málaga-Chuquitaype, "Damage modelling of a bridge pier subjected to multiple earthquakes: a comparative study," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 21, no. 9, pp. 4541–4564, 2023. https://doi.org/10.1007/s10518-023-01678-y

[34] Y. J. Park A. H. S. Ang et al., "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, no. 4, pp. 722–739, 1985. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722)